UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
RECINTO UNIVERSITARIO "PEDRO ARAUZ PALACIOS"
FACULTAD DE TECNOLOGÍA DE LA CONSTRUCCIÓN
DEPARTAMENTO DE HIDRÁULICA Y MEDIO AMBIENTE

"EVALUACIÓN HIDROLÓGICA E HIDRÁULICA DEL CAUCE SIN REVESTIR TANGARÁ - MANAGUA".

TRABAJO MONOGRÁFICO PRESENTADO POR:

- BR. JENNIFER TAMARA HUEMBES ABARCA.
- BR. DAYSI KARELIA LUNA ZEPEDA.

COMO REQUISITO PARA OPTAR AL TÍTULO DE:
INGENIERO CIVIL.

TUTOR:
M.SC. ING. RICARDO JAVIER FAJARDO GONZÁLEZ.

MANAGUA, NICARAGUA
DICIEMBRE 2012

UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA
FACULTAD DE TECNOLOGÍA DE LA CONSTRUCCION
DEPARTAMENTO DE HIDRAULICA Y MEDIO AMBIENTE

Managua, 05 de Diciembre de 2012

Dr. Ing. Oscar Isaac Gutiérrez Somarriba
Decano
Su despacho

Estimado Dr. Ing. Gutiérrez Somarriba:

Por este medio hago de su conocimiento que he concluido la tutoría del Trabajo Monográfico titulado: ***"Evaluación hidrológica e hidráulica del cauce sin revestir Tangará-Managua"***, elaborado por las bachilleres **Jennifer Tamara Huembes Abarca y Daysi Karelia Luna Zepeda**, para optar al título de Ingeniero Civil de la Facultad de Tecnología de la Construcción de la Universidad Nacional de Ingeniería.

No omito manifestarle que las bachilleres en mención desarrollaron con absoluta independencia el contenido de su trabajo investigativo, lo cual le da un gran valor científico-técnico para futuros estudiantes interesados en la temática presentada, por lo tanto, el trabajo reúne los requisitos establecidos para su pre-defensa. Así mismo solicito su gestión para la conformación del jurado que usted estime conveniente para la valoración de este Trabajo Monográfico.

Sin más a qué referirme, me suscribo de usted reiterándole las más altas muestras de consideración y respeto.
Atentamente,

M. Sc. Ing. Ricardo Javier Fajardo González
e-mail: rjavierfajardog@yahoo.com
Celular: (505) 8876-4913
Tutor

CC: Br. Jennifer Tamara Huembes Abarca — Sustentante
Br. Daysi Karelia Luna Zepeda — Sustentante
Archivo cronológico

INDICE

DEDICATORIA

ƐA Dios Ɛ

Por haberme permitido llegar a este momento tan especial en mi vida y haberme dado salud, fortaleza en mi corazón e iluminar mi mente y valor para lograr mis objetivos, además de su infinita bondad y amor. Por los triunfos y los momentos difíciles que me han enseñado a valorar cada día más lo que nos da y por haber puesto en mi camino a aquellas personas que han sido mi soporte y compañía durante todo el periodo de estudio.

ƐA mi familia Ɛ

A mis padres William Huembes y Rosa Ninoska Abarca quienes me han apoyado en todo momento de mi vida, por sus sabios consejos, sus valores, por la motivación constante que me ha permitido ser una persona de bien, por el esfuerzo realizado durante todos mis estudios pero más que nada por su amor y confianza.

A mis hermanasXochilt y Sarai, espero que mi trabajo sirva de inspiración en sus vidas.

ƐA mi Amor Ɛ

Quien creyó en mi aún en los momentos que deje de creer en mí misma y motivarme a hacer las cosas de la mejor manera. Por su apoyo durante todos estos años que compartimos juntos y que desde lejos continua brindando su cariño y atención incondicional.

ƐA mis amigos y personas que siempre estuvieron a mi lado Ɛ

Porque siempre he contado con ellos para todo, por el apoyo desinteresado, porqué estuvieron conmigo en los momentos más difíciles y por todas las palabras de aliento. ¡Gracias!

El concluir mi formación universitaria es una meta importante en mi vida, pero no la final ni la más importante. Es más bien, la puerta que me permitirá alcanzar muchas y más importantes metas a lo largo de mi existencia. Mi muestra más sincera de gratitud todos quienes hicieron posible que yo sea una profesional es mi promesa formal de hacer todo lo posible para ayudar, en la medida de mis posibilidades, a alcanzar un futuro mejor para mi familia y mi país. Y en el proceso, prometo también labrar mi felicidad para satisfacción de todos los que me quieren bien.

"Nunca consideres el estudio como un deber, sino como una oportunidad para penetrar en el maravilloso mundo del saber" Albert Einstein

Jennifer Tamara Huembes Abarca

AGRADECIMIENTOS

La culminación de esta monografía representa un momento muy importante en mi vida pues me permite alcanzar mi sueño de convertirme en una profesional y poder servir de una mejor manera a la sociedad. Quisiera poder agradecer a quienes me apoyaron e hicieron posible que este sueño sea una realidad:

- **A Dios**, Por ser mi creador, el amigo que nunca falla y la luz que guía mi camino. Por haberme brindado salud, confianza, sabiduría, inteligencia, paciencia y fortaleza para alcanzar este grado académico y concluir una nueva etapa de mi vida.

- **A mi padre**, William Huembes quien siempre se ha esforzado por brindarme la mejor educación y de manera incondicional me ha apoyado en cada etapa de mi vida, gracias por darme una carrera para mi futuro todo esto te lo debo a ti. Este logro también es tuyo, Papá.

- **A mi madre**, Rosa Ninoska Abarca gracias por la paciencia que has tenido, por el amor que me das, por tus cuidados y por tu comprensión en toda mi vida, por haber fomentado en mí el deseo de superación y el anhelo de triunfo en la vida.

- **A mi novio y amigo**, Ricky González por ser alguien especial en mi vida, tú que conoces mis sueños y eres parte de mis ilusiones, porque aún en la distancia con palabras de aliento me ha demostrado su valioso apoyo y confianza. Gracias por las inolvidables experiencias que hemos vivido juntos.

- **Al Ing. Javier Prado**, por sugerir el tema de esta monografía y por el apoyo que hemos recibido de parte de la delegación #3 de la Alcaldía de Managua la cual dirige, quienes siempre mostraron la plena disposición de colaboración en la realización de dicha tesis.

- **Al M.Sc.Ing Ricardo Fajardo**, tutor académico, por su asesoría y colaboración en la elaboración de este informe.

- **Al Ing. Silvio Zamora**, que ha estado pendiente del trabajo de esta tesis monográfica y ha colaborado con valiosos aportes e información para la realización de dicho trabajo.

Y a todas las personas que desinteresadamente me han ayudado a culminar mi carrera profesional.

Jennifer Tamara Huembes Abarca

DEDICATORIA

- **A Dios:** Todopoderoso, creador del Universo y dueño de mi vida, por estar siempre conmigo en cada paso que doy, por haberme permitido culminar con éxito mis estudios y llegar hasta este punto y haberme dado salud, bienestar físico y espiritual, por ser el manantial de vida, ser mi fiel amigo y darme lo necesario para seguir adelante día a día para lograr mis objetivos, además de su infinita misericordia, bondad y amor.

- **A mis Queridos Padres:** ***"Ing. José Alberto Luna Olivares y Lic. Daysi Zepeda Rosales"***;quienes amo profundamente, les dedico esta monografía por haberme brindado su amor, compresión y apoyo incondicional en todo momento, por sus consejos que me orientaron a tomar las mejores decisiones, por sus valores, por los ejemplos de perseverancia y constancia que los caracterizan y que me han infundado siempre, por el valor mostrado para salir adelante, por haber hecho de mí una persona de bien, por ser principales fuentes de inspiración para la realización de este reto, pero más que nada por su amor. Gracias por darme aliento, por ser las personas más especiales en mi vida y por creer en mí.

- **A mi Esposo:** ***"Ing. Marlon Uriel Espinoza Ramírez"***; por sus consejos durante mis estudios, por su interminable amor, entrega, voluntad y comprensión en el logro de este éxito, que también es de él. Por darme fuerzas, entusiasmo y mucho ánimo para seguir adelante, por la paciencia y ternura con que respondía en mis momentos de desesperación. Gracias por todo el apoyo que me has dado para continuar y seguir con mi camino, gracias por estar siempre conmigo, compartir tantas cosas bonitas y por consentirme tanto y recuerda que eres muy importante y especial para mí. "Te Amo Mucho".

- **A mi Hermano:** ***"Carlos Alberto Luna Zepeda"***;por estar siempre conmigo, por escucharme y por brindarme su apoyo en los momentos más difíciles dándome la fortaleza necesaria para seguir adelante y por brindarme su amistad, amor y alegría incondicional.

- **A todos mis Amigos:** Por estar siempre conmigo en todo este tiempo donde he vivido muchos momentos felices, así como también momentos difíciles, gracias por confiar en mí y por ser mis amigos, y recuerden que siempre los llevaré en mi corazón.

Daysi Karelia Luna Zepeda

AGRADECIMIENTOS

- **A Dios:** Por guiarme y cuidarme, por brindarme salud, confianza, sabiduría, inteligencia, entendimiento, paciencia y fortaleza para alcanzar mis metas y concluir una nueva etapa de mi vida.

- **A la Universidad Nacional de Ingeniería UNI:** Un eterno agradecimiento a esta universidad la cual abrió sus puertas a jóvenes como nosotros, preparando profesionales en el campo de la ingeniería para un futuro competitivo y formándonos como personas de bien.

- **A nuestro Tutor:** ***"M. Sc. Ing. Ricardo Javier Fajardo González";*** porque nos dio su apoyo incondicional, colaboración y paciencia en todo momento para culminar con éxito este trabajo. Gracias por que a pesar de todo confió en nosotras y nos dio la oportunidad de seguir en nuestro camino hacia el éxito.

- **Al Delegado #3 de la Alcaldía de Managua:** "*Ing. Javier Prado*"; por sugerir el tema de esta investigación y por el apoyo que hemos recibido de parte de dicha delegación quienes han colaborado con valiosa información necesaria para la realización de este trabajo monográfico.

- **A mi Suegro:** ***"Luis Ignacio Espinoza Chávez";*** gracias por su tiempo, por su apoyo y comprensión para el logro de este éxito.Quien de una u otra forma me ayudo en el desarrollo de mi formación profesional.

- **A los Sres. de la Empresa Portuaria Nacional:** ***"Top. Pedro Germán López Meléndez (EPN), Top. Alberto José Quintero Carballo (EPN)";*** por brindarnos el apoyo necesario para la realización del estudio y por el calor humano especial recibido. Gracias por ser tan buenas personas como lo son ustedes de todo corazón.

Daysi Karelia Luna Zepeda

GLOSARIO

Amenaza: probabilidad de que ocurra un riesgo frente al cual una comunidad en particular es vulnerable.

Desastre: evento de origen natural, tecnológico o provocado por el hombre que causa alteraciones intensas en las personas, los bienes, los servicios y/o el medio ambiente. Es la ocurrencia efectiva de un fenómeno peligroso, que como consecuencia de la vulnerabilidad de los elementos expuestos causa efectos adversos sobre los mismos.

Inundación:es un evento natural y recurrente que se producen mayormente con las corrientes de agua o por el encharcamiento, como resultado de lluvias intensas o continuas que, al sobrepasar la capacidad de retención del suelo y de drenaje de los cauces, estos últimos desbordan e inundan llanuras de inundación y, en general, aquellos terrenos aledaños a los cursos de agua. Es la invasión de las tierras situadas junto a un cauce por el desbordamiento de sus aguas, debido a crecidas del caudal por lluvias abundantes en la cuenca correspondiente.

Riesgo: cualquier fenómeno de origen natural o humano que signifique un cambio en el medio ambiente que ocupa una comunidad determinada que sea vulnerable a ese fenómeno.

Traviesa: atravesado o puesto al través o de lado.

Vulnerabilidad: incapacidad de una comunidad determinada de adaptarse al cambio provocado por el fenómeno que constituye un riesgo. Por lo tanto, la vulnerabilidad indica la intensidad de los daños si se produce el fenómeno indicado.

Banquisa: banco de hielo.Es una capa de hielo flotante que se forma en las regiones oceánicas polares

RESUMEN EJECUTIVO

La construcción de barrios junto a cauces y por donde pasan fuertes corrientes de agua cuando llueve son resultado de autorizaciones sin un previo estudio urbanístico y hoy, causas fundamentales de las grandes inundaciones que sufre Managua.

En el desarrollo de este estudio, se lleva a cabo la estimación, mediante modelos matemáticos, de los perfiles de la superficie del agua a lo largo del tramo cauce Tangará.

La estimación de los niveles de la superficie del agua está asociada a crecidas con diferentes períodos de retorno, lo cual permite analizar el comportamiento hidráulico del cauce considerando dos escenarios diferentes. Dichos escenarios se refieren a la respuesta hidráulica del cauce en su condición natural y a la condición con la construcción de un canal revestido de concreto. El diseño de dicho cauce fue propuesto por el departamento de drenaje pluvial de la Alcaldía de Managua.

El estudio consta de siete capítulos. En el primero, se presenta la introducción donde se representa la importancia de este tipo de estudio para la realización de obras hidráulicas. Asimismo, se reflejan los antecedentes, justificación, objetivos generales y específicos. El segundo capítulo contiene el Marco teórico, definiciones y métodos a utilizar en el estudio. El capítulo tercero trata de la descripción general del área de estudio. El cuarto expone la metodología y técnicas aplicadas para la obtención de datos utilizados en la realización de dicho trabajo. En el quinto capítulo se muestran los cálculos. En el sexto capítulo, se muestran los resultados obtenidos de los cálculos hidrológicos y la simulación del programa de la modelación hidráulica. En el séptimo y último capítulo se presentan las conclusiones y recomendaciones.

Específicamente, los objetivos fundamentales del estudio incluyen:

- Determinar mediante un estudio hidrológico el caudal del Cauce Tangará para diferentes períodos de retorno.
- Estudiar el comportamiento hidráulico del cauce ante varios eventos y distintos escenarios (Escenario natural y Escenario con la construcción de un canal revestido de concreto).
- Comprobar si el diseño propuesto cumple con las necesidades de la población del sector.

Para realizar este estudio, fue necesario realizar el levantamiento topográfico de la zona. Para realizar el estudio hidrológico y estimar el caudal de entrada del área en estudio fue utilizado el Método Racional. Los cálculos se realizan para eventos con periodos de 10, 25 y 50 años. La simulación hidráulica se realiza utilizando el programa HEC-RAS.

Finalmente, los resultados de las evaluaciones del comportamiento hidráulico se utilizan para formular recomendaciones de las obras hidráulicas a construir en el cauce.

CAPITULO I

1. GENERALIDADES

1.1 INTRODUCCIÓN

En los últimos años Nicaragua ha sido víctima de muchos fenómenos naturales; esto despierta un interés con respecto a la necesidad de ampliar el alcance a estudios de riesgos en la localidad a fin de lograr mejor el entendimiento, no solo del daño directo físico debido a desastres, sino también encontrar una respuesta al problema.

Los desastres naturales son provocados fundamentalmente debido a los accidentes topográficos y a las condiciones geológicas e hidrometeorológicas predominantes en cada zona. Las inundaciones se transforman en una amenaza cuando las actividades humanas ignoran las leyes naturales de la ocurrencia de las mismas, y construyen viviendas en las planicies de inundación, con lo cual irrespetan el uso adecuado del suelo.

Durante la temporada de lluvias, la ciudad de Managua sufre graves daños a causa de las inundaciones lo que a su vez provoca la paralización de la actividad social, económica, del transporte, daños a la infraestructura de la ciudad y en el peor de los casos, pérdidas humanas.

Los problemas de inundación en Managua se presentan debido a eventos lluviosos con altos períodos de retorno, a la deficiencia hidráulica de las estructuras, a los sedimentos, a la deforestación, a la erosión de los suelos y los arrastres, aumentando el escurrimiento y reduciendo el tiempo de concentración del agua; y a basuras que se acumulan en los cauces.

Veintiocho barrios de Managua son afectados por inundaciones periódicas ocasionadas por lluvias intensas. Estas inundaciones en su mayoría ocurren en las zonas planas y/o cercanas a los cauces que atraviesan la ciudad en dirección sur norte debido a sus desbordamientos. En consecuencia, según datos actualizados de la defensa civil en 2011, alrededor de 11,090 capitalinos se encuentran en zonas de alto riesgo por inundaciones y deslizamientos.

La amenaza por inundaciones en Managua, a pesar de no afectar a una gran parte de la población, en términos porcentuales, es importante debido a su recurrencia. Prácticamente las inundaciones y desbordamiento de los cauces ocurren cada año en la época lluviosa, aún con lluvias de mediana intensidad. La alta recurrencia de este fenómeno lo convierte en una amenaza que pone en alto riesgo a las familias que habitan estos barrios.

El cauce en estudio Tangará es un ramal del cauce de Ticomo que se encuentra ubicado en el Distrito III en la parte sur-occidental de la ciudad de Managua, este ramal de cauce atraviesa asentamientos relativamente nuevos como: el Solidaridad, Alexis Argüello (El laberinto) y Bloque K del Bo. Camilo Ortega.

En el presente trabajo se analizó el comportamiento hidrológico e hidráulico del cauce sin revestir Tangará-Managua. La finalidad del estudio es estimar los niveles que puede alcanzar el agua en crecidas asociadas a diferentes períodos de retorno, mediante el empleo de modelos matemáticos, hidrológicos como el método racional e hidráulicos como el HEC-RAS.

Dicho trabajo presenta el cauce bajo dos escenarios:

1. En la condición natural del lecho del cauce.

2. Considerando modificaciones al cauce y su revestimiento.

1.2 ANTECEDENTES

Nicaragua como toda la región centroamericana está periódicamente afectada por amenazas naturales tales como huracanes y tormentas tropicales. No sólo por el número y la frecuencia de eventos extremos, sino por la variedad de las fuentes que los originan.

Los desastres naturales generan enormes pérdidas materiales ocasionadas por eventos o fenómenos naturales como los terremotos, inundaciones, deslizamientos de tierra, deforestación, contaminación ambiental y otros.

Los fenómenos naturales, como la lluvia, terremotos, huracanes o el viento, se convierten en desastre cuando superan un límite de normalidad, medido generalmente a través de un parámetro.

Una mala planificación urbana, una construcción incontrolada y de poca calidad, la deforestación, la erosión de los suelos, etc., son el perfecto caldo de cultivo para la tragedia. Nuestra acción como seres humanos en Nicaragua no es más que el impacto en un territorio ya de por sí amenazado. Casi todos los centros urbanos de Nicaragua son zonas de riesgo, pero el premio mayor es para Managua, un territorio cuajado de peligrosos cauces de agua, cruzado por numerosas fallas tectónicas activas, en el que el ser humano se empeña en construir sus viviendas e infraestructuras, la mayor parte de baja calidad desde el punto de vista técnico.

Un elemento característico de la ciudad de Managua es que el eje de la sub cuenca que la traviesa se desarrolla de sur a norte, mientras que el eje de la ciudad se desarrolla de este a oeste, o sea, la ciudad intercepta, casi a 90 grados, con su infraestructura el sistema de escorrentía superficial, generando que la estructura urbana se caracterice por una morfología extremadamente variable, debido al gran número de cauces que cruzan, lo que a su vez son el vehículo idóneo para la acumulación de desechos, arrastres de sedimentos, riesgos de inundación y otros problemas ambientales que necesitan medidas estrechamente coordinadas con la planificación de la ciudad.(Ver Anexo C. Figura N°1)

El impacto de los cauces en el desarrollo urbano de la ciudad ha sido significativo porque ante la ausencia de una solución integral al problema de drenaje pluvial, los barrios en ocasiones se ven fraccionados por uno o varios cauces y ello repercute negativamente en la conexión transversal de un barrio, por lo que en ocasiones es necesario recorrer grandes distancias para llegar de un punto a otro, que solo están separados por un cauce.

Los nuevos desarrollos habitacionales que se llevan a cabo dentro y en la periferia de la ciudad de Managua, agudizan la problemática del drenaje pluvial, pues en ocasiones las soluciones adoptadas no contribuyen a la infiltración, sino por el contrario aumentan la escorrentía.

1.3 JUSTIFICACIÓN

Generalmente los cauces sin revestimiento son inestables ante un sismo o en época de altas precipitaciones. En períodos lluviosos, el peligro aumenta debido a la presencia de velocidades de flujo muy altas en los cauces, las que ocasionan desbordamientos en ciertos tramos, contaminando el ambiente y dañando las estructuras cercanas a los mismos. Entre las principales estructuras se encuentran viviendas.

Los problemas de inundación en el cauce Tangará se presentan debido a que la mayor parte de la población reside en los asentamientos espontáneos y urbanizaciones progresivas, constituyendo una de las mayores problemáticas urbanas del distrito, ya que la mayoría de estos asentamientos presentan fuertes restricciones físicas al encontrarse mal ubicados a orillas de cauces, derechos de vías, torres de alta tensión, áreas de inundación, etc.

Con frecuencia, los pobladores de Managua, especialmente los que ocupan zonas aledañas a los cauces, se ven afectados seriamente por los efectos de las inundaciones. La difícil situación socio-económica en la que se encuentra la mayoría de la población del sector hace que el impacto sea mucho mayor y la recuperación mucho más lenta. En muchas ocasiones, una total recuperación es imposible.

Este es uno de los puntos más complejos del Distrito III, desde el punto de vista de vulnerabilidad ante precipitaciones pluviales. La expansión urbanística de los alrededores del Barrio Camilo Ortega especialmente por la aparición de **Asentamientos Humanos Espontáneos (AHE),** ha creado una situación de inseguridad social de muy alto nivel, ya que para en la época de invierno este tramo de cauce sirve como calle principal a dichos asentamientos dificultando el acceso de los pobladores.

En el caso especifico de este tramo de cauce Tangará (Ramal del Cauce Ticomo), se encuentra presionado por el crecimiento urbano de los AHE Solidaridad, Blanca Arauz, La Esperanza, Bloque K de Camilo Ortega y Buena Vista, y por la aparición de los AHE, Bertilda Obregario y Alexis Argüello donde se reflejan los mayores problemas puesto que este ramal desemboca en un tramo que es utilizado como única calle de acceso al AHE Alexis Argüello; por lo tanto para evitar pérdidas humanas y materiales es necesario estabilizarlo lo antes posible.

1.4 OBJETIVOS

1.4.1 Objetivo General

- Realizar la evaluación hidrológica e hidráulica del cauce sin revestir Tangará-Managua (Ramal del cauce Ticomo).

1.4.2 Objetivos Específicos

- Seleccionar y delimitar la cuenca en el área de estudio.
- Analizar la intensidad de lluvia correspondiente al período de retorno establecido.
- Realizar ajuste de las curvas I-D-F para el período 1971-2010.
- Determinar el caudal de escorrentía en el cauce Tangará.
- Hacer el levantamiento topográfico del área del cauce.
- Hacer la simulación hidráulica del cauce sin revestir con el programa HEC-RAS. Versión 4.0

CAPITULO II

2. MARCO TEÓRICO

2.1 Ciclo hidrológico

El ciclo del agua, también conocido como ciclo hidrológico, describe el movimiento continuo y cíclico del agua en el planeta Tierra. El agua puede cambiar su estado entre líquido, gaseoso y sólido en varias etapas del ciclo, y los procesos pueden ocurrir en cuestión de segundos o en millones de años. Aunque el equilibrio del agua en la Tierra permanece relativamente constante con el tiempo, las moléculas de agua individuales pueden circular muy rápido.

Es un proceso continuo en el que una partícula de agua evaporada del océano vuelve al océano después de pasar por las etapas de precipitación, escorrentía superficial y/o escorrentía subterránea.

El concepto de ciclo se basa en el permanente movimiento o transferencia de las masas de agua, tanto de un punto del planeta a otro, como entre sus diferentes estados (líquido, gaseoso y sólido). Este flujo de agua se produce por dos causas principales: la energía solar y la gravedad.

El ciclo hidrológico puede ser representado esquemáticamente, como se muestra en la figura N°2, donde se integran todas las variables climatológicas e hidrológicas que intervienen en una cuenca hidrográfica.

Figura N°2. Representación esquemática del ciclo hidrológico.

La mayor parte de la masa del agua se encuentra en forma líquida, sobre todo en los océanos y mares; y en menor medida en forma de agua subterránea o de agua superficial (en ríos y arroyos). El segundo compartimento por su importancia es el del agua acumulada como hielo sobre todo en los casquetes glaciares antártico y groenlandés, con una participación pequeña de los glaciares de montaña, sobre todo de las latitudes altas y medias, y de la banquisa o el hielo marino (Capa de hielo flotante que se forma en las regiones oceánicas polares).

Por último, una fracción menor está presente en la atmósfera como vapor o en estado gaseoso, como nubes. Esta fracción atmosférica es sin embargo muy importante para el intercambio entre compartimentos y para la circulación horizontal del agua, de manera que se asegura un suministro permanente a las regiones de la superficie continental alejadas de los depósitos principales (Referencia Bibliográfica N°10).

2.2 Caracterización fisiográfica

La caracterización fisiográfica de una cuenca consiste en describir sus diferentes formas superficiales en función de parámetros altimétricos y planimétricos capaces de modelar la cartografía de una unidad hidrográfica. La parte esencial de este análisis representa la delimitación de cuencas, la cual desde el punto de vista cartográfico se ha visto beneficiada por la tecnología y ahora es posible de obtenerlas de forma exacta y rápida como parte de una base de datos visual y numérica. Por otro lado, las antiguas metodologías para la estimación de estos parámetros geométricos en relieves complejos aun se resisten a desaparecer y de vez en cuando se convierten en irrefutables herramientas en el tablero y campo.

La delimitación de pequeñas cuencas y la identificación de sus redes de flujo, bien pueden realizarse a pulso, mediante algún software de dibujo a escala como el AutoCad o el ArcGis, el cálculo de su geometría también puede realizarse independientemente. Pero si tratamos con superficies de mayor extensión y complejidad, el trabajo se transforma en algo tedioso, pudiendo incluso perder la precisión debido al error humano.

Entre las características hidrográficas que afectan la respuesta de la cuenca y de los cuales se puede obtener una idea cuantitativa del grado de influencia que estas representan, se pueden mencionar: área de drenaje, perímetro de la cuenca, factor de forma, pendiente de la cuenca, densidad de drenaje, entre otros (Referencia Bibliográfica N°8).

2.3 Clasificación hidrológica

Las cuencas hidrológicas son unidades morfológicas integrales y además de incluir todo el concepto de cuenca hidrográfica, abarcan en su contenido, toda la estructura hidrogeológica subterránea del acuífero como un todo. La cuenca de drenaje de una corriente es el área que contribuye al escurrimiento y que proporciona parte o todo el flujo de la corriente principal y sus tributarios. Está delimitada por el parteaguas, que es una línea imaginaria que divide las cuencas adyacentes y distribuye el escurrimiento. El parteaguas está formado por los puntos de mayor nivel topográfico y cruza las corrientes en los puntos de salida.

Una cuenca hidrográfica es un área de terreno que drena agua en un punto común, como un riachuelo, arroyo, río o lago cercano. Cada cuenca pequeña drena agua en una cuenca mayor que, eventualmente, desemboca en el océano. Considerando la anterior definición la cuenca actúa como un colector natural, encargada de evacuar parte de las aguas de lluvias en forma de escurrimiento (Referencia Bibliográfica N°1).

2.3.1 Tiempo de concentración

Se define como el tiempo mínimo necesario para que todos los puntos de una cuenca estén aportando agua de escorrentía de forma simultánea al punto de salida, punto de desagüe o punto de cierre.

Está determinado por el tiempo que tarda en llegar a la salida de la cuenca el agua que procede del punto hidrológicamente más alejado, y representa el momento a partir del cual el caudal de escorrentía es máximo y constante; el punto hidrológicamente más alejado es aquél desde el que el agua de escorrentía emplea más tiempo en llegar a la salida de la cuenca.

El cálculo del tiempo de concentración de una cuenca hidrográfica es uno de los aspectos básicos a determinar a la hora de gestionar los recursos agua y uso del suelo, ya sea para su mejor aprovechamiento como para mejorar su manejo y conservación.

Su cálculo se realiza mediante la aplicación de las gráficas o ecuaciones determinadas empíricamente a partir de la toma de datos en campo, la mayoría de las veces en climas y situaciones topográficas diferentes a las condiciones mediterráneas de nuestro entorno.

La determinación del tiempo de concentración se realiza con ayuda de tablas o ecuaciones empíricas, siendo las más utilizadas, en cuanto a tablas, las de Agres, la del USDA y la de Cormack; en cuanto a las ecuaciones, destacan las de Basso, Bransby-Williams, Ventura-Heras, Giandotti, Kirpich, Passinni. Sin embargo para Centroamérica se ha adoptado la ecuación de Basso, propuesta por el Proyecto Hidrometeorológico Centroamericano (PCHA), porque muestra estimaciones más precisas (Referencia Bibliográfica N°1).

2.4 Estudio Hidrológico.

2.4.1 Creciente e Inundaciones.

2.4.1.1 Definición.

Una creciente es un fenómeno de ocurrencia de caudales y una inundación es la ocurrencia de caudales grandes que salen del canal de la corriente.

2.4.1.2 Causas de las crecientes.

Las principales causas de las crecientes son: el exceso de la lluvia y el desbordamiento de cualquier volumen de agua acumulada aguas arriba. Una creciente causa inundaciones solo cuando el agua se sale del canal (cauce). También el exceso de lluvia de tal forma que la capacidad del canal se sobre pasa y no puede contener el caudal y la existencia aguas abajo del área inundada de cualquier obstrucción que impida el paso del canal.

2.4.1.3 Infiltración.

Es el movimiento del agua, a través de la superficie del suelo y hacia adentro del mismo, producido por las fuerzas gravitacionales y capilares.

2.4.1.4 Factores que afectan la capacidad de infiltración.

- Textura del suelo.
- Cobertura vegetal.
- Uso del suelo.
- Contenido de humedad inicial.
- Contenido de humedad de Saturación.
- Aire atrapado.
- Lavado de material fino.
- Compactación.
- Temperatura, sus cambios y diferencias.

2.4.2 Medidas para prevenir crecientes e inundaciones.

2.4.2.1 Mejorar los cauces (canales).

Para transportar cierto caudal sin que este se desborde se pueden aplicar los siguientes métodos:

a) Drenaje.
b) Rectificación.
c) Revestimiento.
d) Construcción de diques.

El drenaje permite eliminar los depósitos del fondo y de las márgenes y aumentar así la sección del canal.

La rectificación permite un aumento de la pendiente del canal y el consiguiente aumento de la capacidad de escurrimiento.

El revestimiento, por tener más uniformidad que el canal no revestido, resulta en mayor capacidad del canal, o menor altura de agua para un caudal dado.

La construcción de diques delimita la sección superior del canal y permite que el nivel de agua llegue; durante una creciente, encima del nivel de inundación.

2.4.2.2 Legislación adecuada para el control de las crecientes.

Una legislación adecuada para las construcciones en el plano de posible inundación es conveniente. De esta manera se puede exigir que se respeten las áreas vulnerables a la inundación y destinarlas para parques, jardines, etc. O sea puede exigir construcciones a prueba de agua por debajo del plano (Referencia Bibliográfica N°2).

2.4.2.3 Estimación del caudal de escorrentía por el método racional.

Entendemos por caudal de escorrentía aquella porción de la lluvia que se mueve sobre la superficie de la tierra y que en un momento dado llega hasta un cauce en el cual transita libremente. También es considerada como escorrentía la porción de lluvia que fluye sobre los tejados de las edificaciones, áreas de parqueo, de las superficies de las carreteras etc. Y se calcula a través de la siguiente fórmula:

$$Q = 0.2778 * C * I * A \qquad \text{Ecuación 2.1}$$

En donde:

Q : Caudal en m^3/s, estimado en el punto de cierre de la microcuenca.
0.2778: Coeficiente adimensional de conversión de unidades de medidas.
C : Coeficiente de escorrentía. (adimensional).
I : Intensidad de la lluvia en mm/h igual al tiempo de concentración.
A : Área de la cuenca en Km^2.

Para su estimación en las áreas urbanas el Método Racional es el más común y el más recomendado. La simplicidad de este método radica en que asume que la lluvia tiene una intensidad igual en toda el área estudiada y además que el tiempo de concentración de la escorrentía en el punto de estudio es igual a la duración de la lluvia. Su principal limitación radica en que su uso está restringido a áreas de estudios menores o iguales a 5 Km^2 (500 Hectáreas), aunque puede utilizarse para estimar cuencas grandes con menos precisión si otros métodos no son aplicables o disponibles. En nuestro estudio la microcuenca tiene un área de drenaje inferior a los 5 Km^2.

La fórmula racional es una herramienta muy utilizada para medir descargas de pequeños drenajes. Se adapta muy bien para la determinación de la escorrentía para drenaje superficial de caminos y descargas para alcantarillas de pequeñas cuencas.

El método racional es muy popular en el mundo por ser uno de los más utilizado para el cálculo del **Caudal de Diseño.** Ello se debe a la gran simplicidad en el proceso de cálculo, además de la poca exigencia en la información ya que los datos básicos se determinan directamente del mapa geodésico y se procesan por la aplicación de fórmulas sencillas. A pesar de esto, su utilización puede conllevar a errores de gran magnitud sino se consideran las limitaciones del mismo.

Al igual que el método de Transito de Avenidas en la variante de Muskingun el caudal calculado por el Método Racional se acerca más a la realidad en la medida que el coeficiente de escorrentía seleccionado se ajuste a las condiciones de la cuenca. Si esta no es homogénea en lo referente al tipo y uso del suelo es necesario determinar el coeficiente de escorrentía **(C)** para cada una de las áreas homogéneas y posteriormente calcular el valor promedio ponderado por unidad de área de toda la cuenca.

La designación de Método Racional implica que este no es empírico. Sin embargo, esto no es completamente cierto debido a que se usa un coeficiente empírico seleccionado a juicio y experiencia del ingeniero (Referencia Bibliográfica N°3).

2.4.2.3.1 Coeficiente de escorrentía (C):

Es la variable menos precisa del método racional que depende de las características y condiciones del suelo la intensidad de la lluvia, la proximidad del nivel freático, el grado de compactación del suelo, la porosidad del subsuelo, la vegetación, la pendiente del suelo y el almacenamiento por depresión.

Si la cuenca no es homogénea en lo referente al uso y tipo del suelo, este coeficiente debe ser ponderado por unidad de área, o sea:

$$C = \frac{\sum C_i A_i}{\sum A_i}$$ Ecuación 2.2

El coeficiente de escorrentía puede tomar valores comprendidos entre cero y uno. $0 \leq C \leq 1$

El departamento de drenaje pluvial de la Alcaldía de Managua con base en los documentos de normas checoslovacas para estabilización de cauces y cárcavas, esbozo de un plan maestro del drenaje pluvial subterráneo y superficial de la ciudad de Managua y observaciones de campo propone para la determinación del coeficiente de escorrentía, en dependencia de los factores: el uso del suelo, tipo de suelo y pendiente del terreno, presentado en la siguiente tabla.

Tabla N°1. Factores que influyen en el coeficiente de escorrentía (C), Uso de Suelo (Us), Tipo de Suelo (Ts) y Pendiente del Terreno (Pt).

USO DEL SUELO	**Us**
Vegetación densa, bosques, cafetal con sombras, pastos.	0.04
Malezas, arbustos, solar baldío, cultivos perennes, parques, cementerios, campos deportivos.	0.06
Sin vegetación o con cultivos anuales.	0.10
Zonas suburbanas (viviendas, negocios).	0.20
Casco urbano y zonas industriales.	0.30 – 0.50
TIPO DE SUELO	**Ts**
Permeable (terreno arenoso, ceniza volcánica, pómez).	1.00
Semipermeable (terreno arcilloso arenoso).	1.25
Impermeable (terreno arcilloso, limoso, marga).	1.50
PENDIENTE DEL TERRENO (%)	**Pt**
0.0 – 3.0	1.00
3.1 – 5.00	1.50
5.1 – 10.0	2.00
10.1 – 20.0	2.50
20.1 y mas	3.0
C = Us * Ts * Pt	

Fuente: Departamento de Drenaje Pluvial de la Alcaldía de Managua.

2.4.3 Caracterización y determinación de los parámetros para el cálculo del caudal por el método racional.

2.4.3.1 Ubicación del punto de interés.

Se localiza en mapa geodésico el cual deberá estar en escala adecuada que permita interpretar con claridad la información, de preferencia en 1:10,000 a 1:50,000.

2.4.3.2 Delimitación de la cuenca.

Se delimita la cuenca estableciendo como punto de control o de cierre el que corresponde al sitio de interés de acuerdo al propósito del estudio, por ejemplo la ubicación del puente o la alcantarilla.

2.4.3.3 División de la cuenca en sub - cuencas.

El tamaño de cada sub-cuenca está determinado por las limitaciones del método racional cuya área de aportación es menor de 500 Ha (5.0 Km^2).

2.4.3.4 Identificación del punto de control de cada sub-cuenca.

La identificación puede ser por número, una o grupo de letras o un nombre (Referencia Bibliográfica N°4).

2.4.4 Procedimiento para el ajuste de curva I-D-F.

2.4.4.1 Probabilidad Teórica (Función de Distribución Gumbel).

Es un procedimiento para estimar la frecuencia o probabilidad de ocurrencia de ciertos eventos hidroclimáticos.

El análisis de frecuencia de información hidrológica relaciona los eventos extremos con su frecuencia de ocurrencia mediante el uso de distribuciones de probabilidad.

El análisis de frecuencia, en general, se realiza ajustando el comportamiento de los datos observados a una distribución teórica de probabilidad.

La función de distribución de probabilidad es la siguiente:

$$P(X \geq Xd) = e^{-e^{-\alpha(I-\beta)}}$$ Ecuación 2.3

Donde:

$P(X \geq Xd)$: Es la probabilidad de excedencia del evento de diseño Xd.

I: Magnitud del evento.

α y β: Parámetros de la función de distribución.

2.4.4.2 Determinación de los parámetros de la función Gumbel α y β.

Consiste en tomar la media y la desviación típica de la muestra en lugar de la media y la desviación de la población.

Para obtener los parámetros α y β, primeramente se ordenan las intensidades máximas anuales en forma ascendente, para cada una de las duraciones (5´,10´,15´,30´,60´y 120´). Luego se calculan los valores promedios de las intensidades registradas con la siguiente expresión (Referencia Bibliográfica N°5):

$$\overline{X} = \frac{\sum_{i=1}^{n} Xi}{n}$$ Ecuación 2.4

$$\sigma_x = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{n}\left(Xi-\overline{X}\right)^2}{n-1}}$$ Ecuación 2.5

$$\alpha = \frac{1.281}{\sigma_x}$$ Ecuación 2.6

$$\beta = \overline{X} - 0.4506\sigma_x$$ Ecuación 2.7

Donde:

$\overline{X}$: Promedio aritmético de la muestra.

σ_x: Desviación estándar de la muestra.

n: Número total de datos observados.

2.4.4.3 Obtención de la prueba de bondad de ajuste.

2.4.4.3.1 Probabilidad Empírica.

Es una verificación en que la función de distribución se ajusta a un conjunto de datos hidrológicos. Consiste en comparar el máximo valor absoluto, de la diferencia entre la función observada y la teórica, con un valor crítico que depende del número de datos y el nivel de significancia seleccionado.

El intervalo de recurrencia o período de retorno está definido como el intervalo promedio en los años entre la ocurrencia de un evento de magnitud específica y un evento igual o mayor.

El cálculo de período del retorno se realiza primeramente por medio de una serie de frecuencia. En esta se enlistan los eventos anuales (eventos máximos de cada año) en orden de magnitud creciente en un intervalo de clase (duración de la lluvia para una intensidad específica).

La función de distribución de probabilidad empírica se determinó mediante la ecuación:

$$F(x_m) = \frac{m}{n+1}$$ Ecuación 2.8

$$\Delta = P_t - P_e$$ Ecuación 2.9

Donde:

m: Representa el número de orden del dato Xm en una lista ordenada en forma ascendente.

n: Es el número total de datos.

Δ: Desviación máxima total.

P_t: Probabilidad teórica.

P_e: Probabilidad empírica.

Una vez obtenida las desviaciones máximas, para cada duración, se compara con el valor de desviación critico, δ_O del estadístico de Kolmogorov-Smirnov, obtenido del Anexo A (Tabla N°2). Si $\delta_{máx} < \delta_O$, se acepta el ajuste a través de la prueba Kolmogorov-Smirnov (Referencia Bibliográfica N°5).

2.4.4.4 Cálculo de intensidades a partir de la función de distribución Gumbel.

Despejando la Ecuación 2.3 se obtienen las intensidades I de precipitaciones, para diferentes duraciones D y periodos de retorno TR (Referencia Bibliográfica N°5).

Conocido el periodo de retorno, se calcula la probabilidad P (Y>I) y con esta se determina el valor de I. A continuación se evalúa la Ecuación 2.3. A manera de ejemplo, para un TR= 2 años y una duración de cinco minutos, para la estación del Aeropuerto Managua tenemos:

Si TR= 2 años entonces:

$$\mathrm{P}(\mathrm{Y} > I) = \frac{1}{TR}$$

Además:

$$\mathrm{P}(\mathrm{Y} > I) = 1 - \mathrm{F}(\mathrm{I})$$

Entonces:

$$\frac{1}{TR} = 1 - \mathrm{F}(\mathrm{I})$$

De la Ecuación 2.3:

$$F(I) = exp^{-exp^{[-\alpha(I-\beta)]}}$$

$$\frac{1}{TR} = 1 - exp^{-exp^{[-\alpha(I-\beta)]}}$$

Aplicando logaritmo se tiene:

$$I = \beta - \frac{ln\left[-ln\left(1-\frac{1}{TR}\right)\right]}{\alpha}$$ Ecuación 2.10

Donde:

I= Es la intensidad calculada para una duración especifica.

α , β= Son parámetros de la función de distribución Gumbel para una duración especifica.

1/TR= Es la frecuencia de ocurrencia.

2.4.4.5 Ajuste de las curvas I-D-F por el método de regresión lineal.

En estudios para relacionar datos de lluvias con caudales, se requiere desarrollar relaciones entre intensidades de lluvias, la duración de la misma con la frecuencia de ocurrencia. Normalmente se desarrollan ecuaciones de Intensidad – Duración – Frecuencia (IDF); (Referencia Bibliográfica N°5).

Para el ajuste de las curvas I-D-F, se aplica la siguiente función de aproximación:

$$I = \frac{a}{(x+d)^b}$$ Ecuación 2.11

Donde:

a, b y d son parámetros de la ecuación para cada TR.

x, es la duración en minutos.

Luego para linearizar la función de la intensidad se aplican logaritmos a ambos lados de la ecuación 2.11:

X= log (x+d)

Y= log y

Log y= [log (x+d) * log y]

Posteriormente se obtiene la ecuación Y= A + bX, la cual es una función lineal.

Los parámetros A y b de correlación se calcularon por medio de las siguientes expresiones:

$$A = \frac{\sum \log y}{n} - \frac{S_{xy}}{S_{xx}} * \frac{\sum \log(x+d)}{n}$$ Ecuación 2.12

$$b = \frac{S_{xy}}{S_{xx}}$$ Ecuación 2.13

El coeficiente de correlación r, se calcula mediante la siguiente expresión:

$$r = \frac{S_{xy}}{\sqrt{S_{xx} * S_{yy}}}$$ Ecuación 2.14

Donde:

$$S_{xy} = n[\sum \log(x+d) * \log(y)] - \sum \log(x+d) * \sum \log(y)$$ Ecuación 2.15

$$S_x = n[\sum \log(x+d)^2] - [\sum \log(x+d)]^2$$ Ecuación 2.16

$$S_y = n \sum (\log y)^2 - (\sum \log y)^2$$ Ecuación 2.17

El valor de n en estas ecuaciones, representa el número de pares ordenados de cada TR.

El coeficiente d es un valor calculado por tanteo. Permite que el valor del coeficiente de correlación sea bastante próximo a -1.

2.4.5 Determinación de las características hidrometeorológicas de cada sub-cuenca.

2.4.5.1 Nombre: Para identificar a cada sub cuenca generalmente se toma la primera o las siglas del nombre en el que se localiza el punto de interés de la cuenca. Cuenca de las Sierras de Managua-Valle Ticomo.

2.4.5.2 Área: El área de aportación se obtiene por lecturas directas con el planímetro en el mapa geodésico.

2.4.5.3 Longitud del cauce (L): La longitud se mide tomando en cuenta el cauce principal, que generalmente es el de mayor recorrido partiendo del punto más remoto hasta el punto de control.

2.4.5.4 Altura máxima (Hmáx): Es la elevación máxima del punto más remoto del cauce principal donde se inicia el escurrimiento de agua.

2.4.5.5 Altura mínima (Hmín): Es la elevación del punto de control de la sub-cuenca.

2.4.5.6 Pendiente del fondo del cauce (SC): Es la pendiente del fondo del cauce principal y puede ser un valor estipulado, como un 3.5%.

$$Sc = \frac{H_{\max} - H_{\min}}{L}$$ Ecuación 2.18

2.4.5.7 Tiempo de concentración (Tc): Se calcula aplicando el método del proyecto Hidrometeorológico Centroamericano.

Ecuación de Basso:

$$t_c = 0.0041\left[\frac{3.28L}{\sqrt{Sc}}\right]^{0.77}$$ Ecuación 2.19

t_c : Tiempo de concentración en minutos.

L: Longitud del cauce principal en metros.

Sc: pendiente del cauce en m/m.

2.4.5.8 Selección de la estación meteorológica

Las estaciones consideradas deben ser representativas y la serie disponible de datos debe ser suficientemente larga para permitir un ajuste estadístico, como el de Gumbel con una precisión suficiente. La selección depende de la cercanía con el proyecto y de las condiciones topográficas de su área de influencia determinada por los polígonos de Thiessen.

2.4.5.9 Intensidad de precipitación (I)

El método tradicional para estimar la precipitación que se debe considerar en el diseño (la máxima correspondiente a un cierto período de retorno) consiste en analizar los datos disponibles en las estaciones meteorológicas próximas a la cuenca que se analiza.

La intensidad de precipitación se obtiene por la lectura directa en la curva de Intensidad Duración Frecuencia (IDF) de la estación meteorológica o por la aplicación de su respectiva ecuación definida para el período de retorno (Tr) seleccionado para el diseño.

2.4.5.10 Período de retorno.

La lluvia de diseño de un sistema de aguas lluvias es un tema relativamente complejo, puesto que depende del grado de seguridad ante las inundaciones que requiera la ciudadanía, o sea el período de retorno de la misma.

Por lo tanto, el período de retorno es el intervalo en años, en que determinada precipitación se espera que ocurra, o bien que este evento una vez cada N años, no necesariamente significa que el evento suceda a intervalos constantes de cada N años, más bien existe 1/N de probabilidades que la crecida de N años ocurra dentro de cualquier período.

A continuación se presenta la siguiente tabla de criterios de selección de períodos de retorno a utilizarse en una obra de drenaje pluvial en el municipio de Managua:

Tabla N°3. Normas para el diseño de sistema de alcantarillado pluvial.

TIPO DE OBRA	PERÍODO DE RETORNO (TR= AÑOS)
Puente, caja puente o alcantarilla	>25 años
Cauces Principales naturales o artificiales revestidos	25 años
Cauces secundarios naturales o artificiales no revestidos	10 años
Micropresas	>25 años
Desarrollos urbanos, bodega, gasolinera, estacionamiento y otros similares.	10 años
Otros conductos pluviales (tragantes, cunetas, vados, etc.)	5 años

Fuente: Reglamento de drenaje pluvial para el municipio de Managua. Documento preliminar, actualizando septiembre 2012. Alcaldía de Managua.

2.5 Estudio Hidráulico

2.5.1 Canales abiertos

Es un conducto en el cual el agua fluye con una superficie libre. De acuerdo con su origen puede ser natural o artificial.

Los canales naturales son todos los cursos de agua que existen de manera natural en la tierra, los cuales varían de tamaños por ejemplo: pequeños arroyuelos en zonas montañosas, grandes quebradas, arroyos, pequeños ríos, etc.

Los canales artificiales son aquellos construidos mediante el esfuerzo humano por ejemplo: canales de central hidroeléctricas, canales de navegación, etc.

Los canales artificiales por lo general se diseñan con figuras geométricas regulares: forma trapezoidal es la más utilizadas para canales debido a que presenta un área de flujo grande en relación con el perímetro mojado, la forma rectangular y triangular son casos especiales del trapecio.

Dentro del diseño de canales abiertos existen:

- Canales no erosionables.
- Canales erosionables que se socavan pero no se sedimentan.
- Canales en pastos.

2.5.2 Canal no erosionable

Son todos aquellos canales artificiales revestidos y construidos que pueden resistir la erosión de manera satisfactoria. Los materiales no erosionables utilizados para formar el revestimiento de un canal, incluyen concreto, mampostería, acero, hierro fundido, madera, vidrio, plástico, etc. La selección del material depende sobre todo de la disponibilidad y el costo de éste, el método de construcción y el propósito para el cual se utilizará el canal.

2.5.3 Canal erosionable

Son los canales artificiales no revestidos, por lo general son erosionables, excepto aquellos excavados en cimentaciones firmes, como un lecho de roca.

Diseño de canales estables: en el estudio de diseño de canales construidos con materiales estables deben conocerse el caudal “Q”, la pendiente del fondo “So”, el coeficiente de Manning “n”, y la velocidad permisible; debe escogerse, una forma concreta. El problema consistirá en calcular las dimensiones de la sección y la profundidad del flujo.

2.5.4 Características del flujo de canales

El flujo de Agua en canales presenta una superficie libre en la que actúa la presión atmosférica. El área de la sección transversal del flujo cambia con la profundidad del agua. El flujo en canales presenta una superficie libre, que implica un área de flujo variable, y además las fuerzas impulsoras del movimiento son de naturaleza gravitacional.

En los canales reales (tridimensional), debido a la presencia de una superficie libre y a la fricción a lo largo de la pared de canal, la velocidad media en canales ordinarios generalmente ocurren un poco debajo de la superficie libre.

2.5.5 Clasificación de flujos

El flujo en canales puede ser clasificado como: permanente o estacionario, impermanente o no estacionario, uniforme y no uniforme o variado, según la variación de la velocidad con el tiempo y el espacio. El flujo en un canal es el resultado de la acción de las fuerzas impulsoras, y de las fuerzas de fricción que actúan como fuerzas retardadoras. Cuando ambas fuerzas son iguales la aceleración del flujo es nula y por lo tanto el flujo es uniforme.

2.5.5.1 Flujo permanente o impermanente.

En canales se dice que un flujo es permanente si la profundidad del flujo no cambia con el tiempo. En caso contrario es impermanente.

Definiendo el caudal en una forma similar a la que se ha estudiado:

$Q= A*V$ Ecuación 2.20

La ecuación de continuidad en flujo permanente toma la forma:

$Q=A_1 *V_1= A_2*V_2$ Ecuación 2.21

Donde:

Q: Caudal (constante).

Ai: Área de la sección transversal.

Vi: Velocidad media.

2.5.5.2 Flujo uniforme o variado.

En canales se dice que un flujo es uniforme si la profundidad del flujo es la misma en todas las secciones del canal. De otra forma, el flujo es variado (Referencia Bibliográfica N°2).

2.5.6 Determinación del coeficiente de rugosidad Manning

Aplicando la fórmula Manning, la más grande dificultad reside en la determinación del coeficiente de rugosidad n pues no hay un método exacto de seleccionar un valor n. Para ingenieros veteranos, esto significa el ejercicio de un profundo juicio de ingeniería y experiencia; para novatos, puede ser no más de una adivinanza, y diferentes individuos obtendrán resultados diferentes.

Para calcular entonces el coeficiente de rugosidad n se dispone de tablas (como la publicada por el U.S Departament of Agriculture en 1955; Chow, 1959) y una serie de fotografías que muestran valores típicos del coeficiente n para un determinado tipo de canal (Ramser, 1929 y Scobey, 1939).

Aparte de estas ayudas, se encuentra en la literatura numerosas fórmulas para expresar el coeficiente de rugosidad de Manning en función del diámetro de las partículas, las cuales tienen la forma $n = m\ D^{1/6}$, donde m es un factor de escala y D es un diámetro característico del material del lecho (D_{50}, D_{75}, D_{84}, D_{90}) que son, respectivamente, los diámetros correspondientes al 50, 75, 84 y 90% de la curva granulométrica del material del lecho.

Otros modelos tienen forma logarítmica y expresan n en función del diámetro de las partículas (D_{50} ó D_{84}) y de las características del flujo (radio hidráulico, profundidad media del flujo) (Referencia Bibliográfica N°7).

2.5.6.1 Factores que afectan el coeficiente de rugosidad de Manning

No es poco común para los ingenieros pensar que un canal tenga un único valor de “n” para todas las ocasiones. En realidad, el valor de “n” es muy variable y depende de una cantidad de factores, los que ejercen mayor influencia sobre el coeficiente en canales artificiales y naturales son:

1. Rugosidad de la superficie: se representa por el tamaño y la forma de los granos del material que forma el perímetro mojado y que producen un efecto retardante sobre el flujo. En general, los granos finos resultan en un valor relativamente bajo de “n” y los granos gruesos dan lugar a un valor alto de “n”.

2. Vegetación: este efecto depende principalmente de la altura, densidad, distribución y tipo de vegetación, y es muy importante en el diseño de canales pequeños de drenaje.

3. Irregularidad del canal: comprende irregularidades en el perímetro mojado y variaciones en la sección transversal, tamaño y forma a lo largo de la longitud del canal. En general, un cambio gradual y uniforme en la sección transversal, tamaño y forma, no afectará apreciablemente el valor de “n”, pero cambios bruscos o alternación de secciones pequeñas y grandes justifican el uso de un valor grande de “n”.

4. Alineamiento del canal: curvaturas suaves con radios grandes darán un valor relativamente bajo de “n”, mientras que curvaturas agudas con meandros severos aumentarán “n”. La curvatura puede inducir la acumulación de material de depósito y así aumentar indirectamente el valor de “n”.

5. Depósitos y socavaciones: En términos generales, los depósitos pueden cambiar un canal muy irregular en uno comparativamente uniforme y disminuir “n”, mientras que la erosión puede hacer al revés y aumentar “n”. La cantidad y uniformidad de la erosión dependerá del material que forma el perímetro mojado. Así, un lecho arenoso o de gravas será erosionado más uniformemente que un lecho arcilloso. El depósito de limo erosionado en las tierras altas tenderá a aumentar las irregularidades en un canal dragado a través de arcilla. La energía usada en erosionar y transportar el material en suspensión o rodándolo a lo largo del lecho, también aumentará el valor de “n”. El efecto de socavación no es significativo mientras la erosión en el lecho del canal, causado por velocidades altas, esté progresando en forma pareja y uniforme.

6. Obstrucción: la presencia de troncos, pilares de puentes y semejantes tiende a aumentar “n”. El monto del aumento depende de la naturaleza de la obstrucción, su tamaño, forma, número y distribución.

7. Tamaño y forma del canal: no hay evidencia definitiva acerca de que el tamaño y forma del canal sea un factor importante que afecta el valor de “n”. Un aumento en el radio hidráulico puede aumentar o disminuir “n”, dependiendo de la condición del canal.

8. Nivel y caudal: el valor de “n” en la mayoría de las corrientes decrece con el aumento en el nivel y en el caudal. Cuando el agua está baja, las irregularidades del fondo del canal están expuestas y sus efectos se hacen pronunciados. Cuando al caudal es demasiado alto, la corriente puede desbordar sus bancos y una parte del flujo estará a lo largo de la planicie anegada.

El valor de “n” de las crecidas en las planicies es más grande, generalmente, que el del propio canal, y su magnitud depende de la condición de la superficie o vegetación. En planicies inundadas, el valor de “n” varía usualmente con el nivel de sumergencia de la vegetación para niveles bajo.

9. Cambio estacional: debido al crecimiento estacional de las plantas acuáticas, pasto, hierbas, sauces, arbustos y árboles en el canal o en los bancos, el valor de “n” puede aumentar en la estación de crecimiento y disminuir en la estación estable. Este cambio estacional puede causar cambios en otros factores.

10. Material suspendido y transporte de fondo: el material suspendido y el transporte de fondo, esté en movimiento o no, consumiría energía y ocasionaría pérdidas de altura o aumentaría la rugosidad aparente del canal.

Todos los factores ya mencionados debieran ser estudiados y evaluados con respecto a las condiciones relativas al tipo de canal, estado de flujo, grado de mantenimiento y otras consideraciones relativas. Ellas proveen una base para determinar el valor adecuado de “n” para un determinado problema. Como una guía general para emitir un juicio, puede aceptarse que las condiciones tendientes a inducir turbulencias y causar retardo aumentarán los valores de “n” y que aquellos tendientes a reducir la turbulencia y el retardo, disminuirán el valor de “n” (Referencia Bibliográfica N°7).

2.5.6.2 Coeficiente de Manning (Método de Cowan para evaluar el coeficiente de Manning)

Existen varios factores primarios que afectan el coeficiente de rugosidad, Cowan desarrolla un procedimiento para la evaluación de n. Según este procedimiento, el valor de n puede ser calculado con la ecuación:

$n = (n_0+n_1+n_2+n_3+n_4)*m_5$ (Ver Tabla N°4. Pág. #35) Ecuación 2.22

Donde:

n_0= Es un valor básico de n para un canal recto, uniforme y liso en los materiales involucrados.

n_1= Es un valor que debe agregarse al n_0 para corregir el efecto de las rugosidades superficiales.

n_2=Es un valor para considerar las variaciones de forma y tamaño de la sección transversal del canal.

n_3= Es un valor para considerar las obstrucciones.

n_4= Es un valor para considerar la vegetación y las condiciones de flujo.

m_5 =Es un factor de corrección de los efectos por meandros en el canal.

Fuente: Hidráulica de canales abiertos, Ven Te Chow .pag#103 (Referencia Bibliográfica N°6)

2.5.6.3 Guía para la determinación del coeficiente de rugosidad de Manning

Con el objeto de proporcionar una guía en la determinación apropiada del coeficiente de rugosidad, pueden seguirse cuatro caminos generales:

1. Comprender los factores que afectan el valor de “n” y así adquirir un conocimiento básico del problema y reducir el ancho campo de suposiciones.

2. Consultar un cuadro de valores típicos de “n” para canales de varios tipos.

3. Examinar y hacerse familiar con la aparición de algunos canales típicos cuyos coeficientes de rugosidad son conocidos.

4. Determinar el valor de “n” a través de un procedimiento analítico basado sobre la distribución teórica de la velocidad en la sección transversal del canal y sobre los datos de medidas de velocidad o de rugosidad.

La siguiente tabla muestra valores del coeficiente de rugosidad de Manning teniendo en cuenta las características del cauce (Referencia Bibliográfica N°7):

Tabla N°4. Valores para el cálculo del coeficiente de rugosidad mediante la ecuación 2.22

Condiciones del canal		Valores	
Material involucrado	Tierra	n_0	0.020
	Corte en roca		0.025
	Grava fina		0.024
	Grava gruesa		0.028
Grado de irregularidad	Suave	n_1	0.000
	Menor		0.005
	Moderado		0.010
	Severo		0.020
Variaciones de la sección transversal	Gradual	n_2	0.000
	Ocasionalmente alternante		0.005
	Frecuentemente alternante		0.010-0.015
Efecto relativo de las obstrucciones	Insignificante	n_3	0.000
	Menor		0.010-0.015
	Apreciable		0.020-0.030
	Severo		0.040-0.060
Vegetación	Baja	n_4	0.005-0.010
	Media		0.010-0.025
	Alta		0.025-0.050
	Muy alta		0.050-0.100
Grado de los efectos por meandros	Menor	m_5	1.000
	Apreciable		1.150
	Severo		1.300

Fuente: Hidráulica de canales abiertos, Ven Te Chow.pag#105 (Referencia Bibliográfica N°6)

2.5.7 Descripción del Programa HEC-RAS. Versión 4.0

El HEC – RAS (HydrologicEngineering Centers RiverAnalysisSystem) fue desarrollado por el Centro de Ingeniería Hidrológica del Cuerpo de Ingenieros de la Armada de los USA, surge como evolución del conocido y ampliamente utilizado HEC-2, con varias mejoras con respecto a éste, entre las que destaca la interfase gráfica de usuario que facilita las labores de preproceso y postproceso, así como la posibilidad de intercambio de datos con el sistema de información geográfica ArcGIS mediante HEC-GEORAS.

Es un programa que permite obtener el perfil de la lámina de agua en un tramo del río, es decir los calados correspondientes en cada una de las secciones consideradas. Este programa realiza los cálculos con unas condiciones de movimiento estacionario unidimensional. El sistema es capaz de ejecutar cálculos de perfiles de agua en flujos permanentes y variables, y en el futuro incluirá cálculos para transporte de sedimentos, y varios otros cálculos de diseño hidráulico (Referencia Bibliográfica N°1).

2.5.7.1 Perfiles de agua con flujo permanente.

Con HEC-RAS se pueden calcular perfiles de agua para flujo unidimensional y gradualmente variado en canales naturales o construidos por el hombre. Se puede calcular perfiles de agua para flujos en régimen de agua subcríticos, supercríticos o mixtos (Referencia Bibliográfica N°1).

2.5.7.1.1 Ecuaciones para cálculos básicos de perfiles.

Los perfiles de agua se calculan resolviendo la ecuación de energía y utilizando un procedimiento llamado “Paso estándar” entre una sección transversal y otra.

La ecuación de energía se escribe así:

$$WS_2 + \propto_2 \frac{{V_2}^2}{2g} = WS_1 + \propto_1 \frac{{V_1}^2}{2g} + h_e \qquad \text{Ecuación 2.23}$$

Donde:

WS_1, WS_2 =Elevaciones de la superficie del agua en las secciones transversal 1 y 2.

V_1, V_2 =Velocidades promedias (caudal/área de flujo).

$\propto_1, \propto_2$=Coeficientes para ponderar velocidades.

g =Aceleración de la gravedad.

h_e =Pérdida de carga energética.

La pérdida de carga energética (h_e) entre dos secciones transversales está compuesta de la pérdida por fricción y la pérdida por contracción o por expansión.

La ecuación para calcular la pérdida total de energía es:

$$h_e = L\overline{S_f} + c\left|\frac{\propto_2 {V_2}^2}{2g} - \frac{\propto_1 {V_1}^2}{2g}\right|$$ Ecuación 2.24

Donde:

L =Largo del tramo ponderado por el caudal (m).

$\overline{S_f}$ =Pendiente de fricción representativa entre dos secciones (m/m).

c =Coeficiente de pérdida por expansión o contracción (adimensional).

Un diagrama que muestra los términos en la ecuación de energía se presenta a continuación:

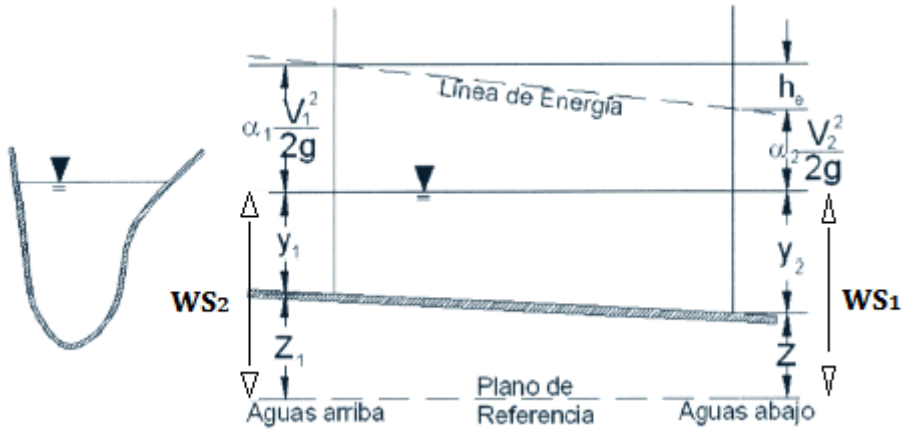


Figura N°3. Representación de los términos en la ecuación de energía.

El largo del tramo ponderado por el caudal, L se calcula:

$$L = \frac{L_{lob}*\overline{Q_{lob}}+L_{ch}*\overline{Q_{ch}}+L_{rob}*\overline{Q_{rob}}}{\overline{Q_{lob}}+\overline{Q_{ch}}+\overline{Q_{rob}}}$$ Ecuación 2.25

Donde:

$L_{lob}, L_{ch}, L_{rob} =$ Largo del tramo entre secciones para flujo en la planicie de la izquierda, el canal principal y la planicie derecha, respectivamente.

$\overline{Q_{lob}} + \overline{Q_{ch}} + \overline{Q_{rob}} =$ Promedio aritmético de los flujos en las dos secciones en la planicie de la izquierda, el canal principal y la planicie derecha, respectivamente.

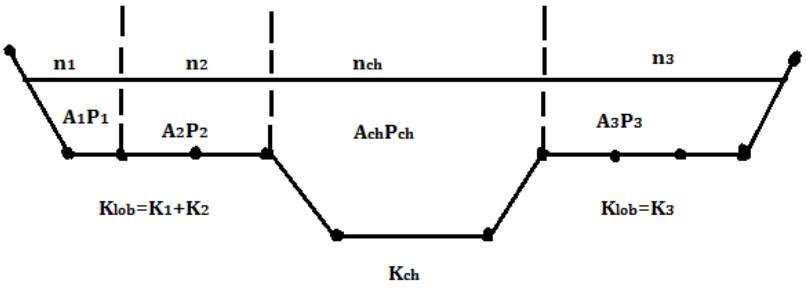
2.5.7.1.2 Subdivisión de secciones transversales para cálculos de capacidad de transporte.

2.5.7.1.2.1 Subdivisión en Hec-Ras.

Para determinar la capacidad de transporte y coeficiente de velocidad para una sección. Hay que dividir el caudal en unidades para las cuales la velocidad es distribuida uniformemente.

El método usado en Hec-Ras es dividir el flujo en las planicies de inundación usando los puntos donde cambian los valores de rugosidad “n” como limites para la subdivisión, ver figura N°4.

Figura N°4.



La capacidad de transporte se calcula para cada subdivisión usando la siguiente ecuación:

$K = \frac{1}{n} * AR^{2/3}$ (SI) Ecuación 2.26

Donde:

K= Capacidad de transporte de una subdivisión (m^3/s).

n= Coeficiente de rugosidad de Manning de una subdivisión (adimensional).

A= Área de flujo de una subdivisión (m^2).

R= Radio hidráulico de una subdivisión (m).

El programa suma todas las capacidades incrementales para obtener la capacidad total de las planicies de la izquierda y derecha. Normalmente la capacidad del canal principal se calcula un solo elemento (sin subdivisión).

La capacidad total de una sección se obtiene al sumar las tres capacidades de las subdivisiones (izquierda, canal y derecha) (Referencia Bibliográfica N°1).

2.5.8 Modelación hidráulica

Un modelo es una representación cualitativa y/o cuantitativa simplificada de un sistema real, y no una duplicación completa o exacta de éste. Es de gran importancia porque permite, entre otras cosas, estudiar el comportamiento de un sistema en diversas condiciones de operación, sin necesidad de construir el sistema y someterlo a las condiciones de operación real.

Muchos de los fenómenos que ocurren en la naturaleza y dentro del campo de la hidráulica son tan complejos que no es fácil tratarlos únicamente con métodos matemáticos. Por lo anterior, es conveniente recurrir al empleo de técnicas experimentales, como herramienta en la obtención de soluciones prácticas, aplicadas a problemas de ingeniería, estuarios, fluvial y obras hidráulicas en general.

Algunas de las aplicaciones más comunes se presentan en: estudios de propagación de oleaje, acción de mareas y corrientes, movimiento de sedimentos, estabilidad de estructuras sujetas a la acción del oleaje, efecto de estructuras en protección de playas, acción del oleaje sobre embarcaciones atracadas o en movimiento, propagación de mareas, funcionamiento de estuarios, erosión y sedimentación de cauces, control de avenidas, obras de toma, cárcamos de bombeo, vertederos, conducción de agua a presión, difusión térmica y desechos etc.

En hidráulica, el término modelo corresponde a un sistema que simula un objeto real llamado prototipo. Mediante la entrada de cierta información se procesa y se presenta de forma adecuada para emplearse en el diseño y operación de obras de ingeniería civil. Un modelo físico a escala reducida es una representación a escala del objeto real o prototipo, y cumple ciertas condiciones matemáticas definidas.

En la actualidad se dispone de técnicas avanzadas de modelación física de fenómenos hidráulicos que, unidas al desarrollo de instrumentos de medición y equipos generadores de fenómenos a escala, permiten predecir con alto grado de certidumbre lo que pueda ocurrir en el prototipo y, por tanto, se obtienen óptimos resultados en los aspectos de funcionalidad, estabilidad y economía de las estructuras por construir; esto justifica ampliamente la utilización de modelos hidráulicos. La aplicación de cualquiera de los dos tipos de modelos, físicos o matemáticos, tiene limitaciones, ya que ésta depende de la complejidad del problema, en la intervención de las variables y las condiciones de fronteras por tratar, en algunos casos los modelos matemáticos son los más apropiados (Referencia Bibliográfica N°7).

2.5.8.1 Modelos hidráulicos

Estos modelos matemáticos han adquirido gran difusión en muchos campos de trabajo relacionados con la hidrología, es recomendable realizar algunas valoraciones sobre ellos para comprender mejor su finalidad, funcionamiento y resultados.

La simulación hidráulica de un río puede realizarse con distintas herramientas computacionales unidimensionales, entre otros, el Mike11 y el HEC-RAS; y bidimensionales como el CYTHERE-ES1 en diferencia finitas y RMA2 en elementos finitos, las cuales se complementan de distintas maneras. Los modelos 1D permiten asignar condiciones de contorno a los modelos 2D y se utilizan para contrastar la distribución del caudal entre la planicie y el cauce, a lo largo de la traza de puentes, para verificar magnitudes en las velocidades máximas de las contracciones y la elevación de la superficie libre del agua a lo largo del perfil longitudinal del río (Rodríguez et al. noviembre, 2004).

Los modelos hidráulicos unidimensionales que incorporan el efecto de remanso de agua son, en principio, adecuados para modelar las estructuras de un sistema de control. Un modelo hidráulico unidimensional toma como información de entrada los caudales evaluados por el modelo hidrológico. Con ellos es capaz de calcular valores muy aproximados y físicamente consistentes de altura de agua, velocidad, área inundada de cada sección de la estructura en función del tiempo (Referencia Bibliográfica N°7).

CAPITULO III

3. DESCRIPCIÓN GENERAL DEL ÁREA DE ESTUDIO.

3.1 Ubicación.

El departamento de Managua se encuentra ubicado al suroeste del país entre los 11º 45' y 12º 40' de latitud norte y los 85º 50' a 86º 35' de longitud oeste. Limita al norte con los departamentos de Matagalpa y León, al sur con el Océano Pacífico y Carazo, al este con Boaco, Granada y Masaya y al oeste con el departamento de León. Ubicado en un valle que se extiende desde las sierras del Sur hasta las costas del Lago Xolotlán en el Norte (Referencia Bibliográfica N°11).

3.2 Datos demográficos.

La población del municipio de Managua es de 937,489 habitantes según el VIII Censo de Población y IV de Vivienda del año 2005 y la población urbana es de 908,892 habitantes.

3.3 Clima.

El clima en el departamento de Managua se caracteriza por ser de sabana tropical con una prolongada estación seca y temperaturas que oscilan entre los 27.5º C y 28º C, la precipitación media anual varía entre los 1,000 y 1,500 mm, a excepción del municipio de El Crucero que tiene una variación de temperatura promedio de 22ºC y 28º C siendo éste, uno de los pocos lugares de la costa del pacifico en poseer estas temperaturas.

Temperatura Promedio: 27° C
Precipitación Anual: 1,100 – 1,600 mm
Humedad Relativa: 70.5%
Velocidad del Viento: 12 km/h

3.4 Topografía y Relieve.

Presenta topografía inclinada hacia la costa del lago o banda norte, o una zona montañosa o de alturas que comprende: Las sierras de Managua, las sierritas de Santo Domingo y la península de Chiltepe. En cuanto a recursos hídricos se refiere el municipio de Managua cuenta con una serie de lagunas de origen volcánico como: la laguna de Asososca, Tiscapa y Xiloá (Referencia Bibliográfica N°11).

3.5 Uso de suelo.

La actividad económica en el área rural es agropecuaria, en la agricultura los principales cultivos son el frijol, maíz de autoconsumo y el sorgo rojo destinado para la alimentación de ganado. En el área urbana la actividad económica es principalmente la industria y el comercio.

En el departamento de Managua, según los datos del III censo nacional agropecuario existe un total de 8,649 explotaciones agropecuarias que concentran una superficie censada de 355,573.27 manzanas, para un promedio general de 41.11 manzanas por EA (Explotaciones Agropecuarias), por debajo del promedio nacional de 44.78. El departamento concentra el 4% de las explotaciones a nivel nacional e igual porcentaje de la superficie agropecuaria censada. El total de productores(as) individuales en el departamento representan el 97% del total de explotaciones censadas.

Del total de superficie agropecuaria censada en el departamento el 34% de la superficie censada se dedica a pastos (sembrados y naturales), las áreas dedicadas a los cultivos anuales y permanentes representan un 20%, las tierras en descanso con vocación agrícola sin cultivar 27%, las áreas dedicadas a bosques 12% y áreas dedicadas a otros usos 7% (Referencia Bibliográfica N°11).

3.6 Geología.

Fisiográficamente, Managua se ubica dentro de la cordillera volcánica y en la porción central de la Depresión o Graben Nicaragüense, un graben poco profundo de más de 300 km de extensión y 70 km de ancho, con dirección NO-SE, que cruza el territorio nacional en el sector occidental, paralelamente a la costa del pacifico y la fosa mesoamericana. Se extiende desde Guatemala hasta el norte de Costa Rica (Arce, 1973) y es rellenado por una espesa secuencia de depósitos volcánicos, volcanoclásticos, aluviales y lacustres (woordward - Clydeconsultants, 1975). En su parte media encontramos la cadena volcánica activa de Nicaragua y los grandes lagos: Xolotlán y Cocibolca (Referencia Bibliográfica N°11).

3.7 División político administrativa.

El departamento de Managua está conformado por nueve municipios: San Francisco Libre, Tipitapa, Mateare, Villa Carlos Fonseca, Francisco Javier (Ciudad Sandino), Managua (la cabecera departamental) Ticuantepe, el Crucero y San Rafael del Sur, los municipios de Francisco Javier (C. Sandino) y El Crucero fueron elevados a esta categoría en enero del 2000.

La ciudad de Managua está dividida por 7 distritos, en la cual cada delegación distrital es coordinado por un delegado representante del alcalde en el territorio. Esos distritos están divididos por 137 barrios, 94 residenciales, 134 urbanizaciones progresivas, 270 asentamientos humanos espontáneos y 21 comarcas (Referencia Bibliográfica N°11).

3.8 Características del distrito III.

3.8.1 Generalidades.

El Distrito III con un área de 83.35 Km^2 es el distrito más extenso, cuenta con una población de 190,207 habitantes y 36,821 viviendas, según datos del “VIII Censo de Población y IV de Vivienda 2005 del INEC”.

Actualmente el desarrollo inmobiliario en este territorio ha mostrado mayor dinamismo en especial en las áreas ubicadas al sureste del distrito, estos proyectos habitacionales están destinados a la clase alta en su mayoría son residenciales suntuarias. Este distrito tiene la particularidad de concentrar el mayor número de universidades privadas y públicas. Comercialmente se destacan las áreas de Carretera a Masaya y Panamericana Sur, donde se concentran los establecimientos comerciales y de servicio para la clase alta y media alta (Referencia Bibliográfica N°11).

3.8.2 Ubicación.

El Distrito III se localiza en la parte Sur- Occidental de la ciudad. Gran parte de su territorio se encuentra en la cuenca de Las Sierras de Managua, por la cual bajan las corrientes de agua pluvial atravesando el Distrito de Sur a Norte. La deforestación; la constante eliminación del café y el crecimiento de nuevas áreas han contribuido a la afectación del medio ambiente, a una alta erosión y afectación de la Laguna de Nejapa (Referencia Bibliográfica N°11).

3.8.3 Localización geográfica del cauce.

El cauce Tangara es un ramal del cauce de Ticomo el cual se encuentra ubicado en el Distrito III en la parte sur-occidental de la ciudad de Managua, este ramal de cauce atraviesa asentamientos relativamente nuevos como: el Solidaridad, Alexis Argüello (El laberinto) y Bloque K del Bo. Camilo Ortega. Para el análisis del área se toma un tramo del cauce el cual inicia en el Colegio “Jehová es mi Proveedor” del Bo. Camilo Ortega y tiene una longitud de 750.11m. El cauce tiene una dirección de sur a norte con pendientes bastante moderadas, dicho cauce desemboca en la laguna de Nejapa del Valle Ticomo (Referencia Bibliográfica N°11). (Ver Figura N°5, Anexo C)

3.8.4 Problemas ambientales.

Ambientalmente presenta serios problemas de deforestación en la parte sur de su territorio, el cual, geomorfológicamente se caracteriza por fuertes pendientes que forman una barrera física para la expansión espacial de la ciudad, a todo lo anterior, se agrega la erosión severa, existente en la Cuenca Sur de Managua.

A la vez enfrenta la misma problemática que se presenta en toda la ciudad, de cauces llenos de basura, y desperdicios en las principales pistas y calles de la capital, botaderos espontáneos en predios baldíos y contaminación auditiva y del aire provocado por la alta concentración de vehículos en sectores como la Universidad Centroamericana en horas picos.

En territorio se ubica la Laguna de Nejapa, quizás la más pequeña y menos profunda, sus aguas son turbias, serenas, con oleaje casi nulo y su lecho es de lodo fino, color verdusco que tira a café y contiene elementos medicinales en el tratamiento de erupciones cutáneas (Referencia Bibliográfica N°11).

3.8.5 Distribución de la población y vivienda.

Concentra el 20.3 % de la población del municipio de Managua, y está conformado por 140 barrios urbanos y cinco comarcas rurales, el crecimiento del desarrollo urbano del distrito es lineal, en sentido Norte- Sur, dado que presenta dificultad en la conexión o deficiencia en el tráfico Este- Oeste a consecuencia de los cauces.

Cuenta con 35, 424 viviendas distribuidas en 24 Barrios Residenciales, 3 Barrios Tradicionales, 16 Barrios Populares, 29 Urbanizaciones Progresivas, 68 Asentamientos Espontáneos y vivienda rural.

La mayor parte de la población reside en los asentamientos espontáneos y urbanizaciones progresivas, constituyendo una de las mayores problemáticas urbanas del distrito, ya que la mayoría de estos asentamientos presentan fuertes restricciones físicas al encontrarse mal ubicados a orillas de cauces, derechos de vías, torres de alta tensión, áreas de inundación, etc (Referencia Bibliográfica N°11).

CAPITULO IV

4. METODOLOGIA

Proceso adaptado en el estudio de la cuenca

El proceso de implementación del estudio consistió de los siguientes pasos:

4.1 Visita a la Alcaldía de Managua.

El objetivo de la visita a la Alcaldía de Managua, específicamente a la delegación del distrito III fue recopilar la información necesaria sobre datos de población y características relevantes, así como programar una visita al área de estudio para definir el tramo del cauce a evaluar.

4.2 Visita del área de estudio.

En coordinación con el Departamento de Medio Ambiente y Urbanismo del Distrito III de la Alcaldía de Managua, se realizó un recorrido por el cauce Tangará que presenta problemas de inundación de acuerdo a la información de amenazas naturales de INETER. Con el análisis de la información recogida en este recorrido se definió las áreas potencialmente más afectadas.

4.3 Levantamiento topográfico.

Los levantamientos topográficos se realizan con el fin de determinar la configuración del terreno y la posición sobre la superficie de la tierra, de elementos naturales o instalaciones construidas por el hombre.

En un levantamiento topográfico se toman los datos necesarios para la representación gráfica o elaboración del mapa del área en estudio.

Se trabajó con estación total, una de las grandes ventajas de utilizar este levantamiento es que la toma y registro de datos es automática, eliminando los errores de lectura, anotación, transcripción y calculo; ya que con estas estaciones la toma de datos es automática (en forma digital) y los cálculos de coordenadas se realizan por medio de programas de computación incorporados a dichas estaciones.

Para completar la información básica necesaria para el análisis cuantitativo se hicieron los levantamientos topográficos necesarios y se prepararon los perfiles requeridos para la implementación del análisis hidráulico del cauce y la modelación de la cuenca a incluirse en el estudio.

La longitud total del levantamiento fue de 750.11 metros longitudinales y se tomaron 72 secciones transversales a largo del cauce.

4.4 Obtención de datos hidrometeorológicos aplicables a la zona de estudio. Determinación de las intensidades (períodos de retorno) a considerarse en el análisis.

Una vez realizadas las visitas de campo se recopiló toda la información suministrada por INETER y fuentes bibliográficas que incluyeron el Internet para realizar un estudio hidrológico y un análisis de amenaza en el área considerada.

Los cálculos se realizaron utilizando datos pluviográficos de los últimos 39 años, los cuales son los únicos datos disponibles al momento. Como se indicó anteriormente, este período de observación es relativamente corto y, por lo tanto, no suficientemente representativo como para realizar planificación a largo plazo. Por esta razón, se decidió adoptar los siguientes períodos de retorno para los eventos hidrometeorológicos a considerarse en el estudio: 10, 25 y 50 años.

4.4.1 Procedimiento para el ajuste de curva I-D-F.

- Se propuso un valor a, d mayor que cero.
- Se calcularon las desviaciones S_x, S_y y S_{xy}.
- Se calculó el coeficiente de correlación r.
- Se calcularon los parámetros A y b.
- Se ajustó la curva aplicando la ecuación de la intensidad.

Se debe notar, que todos los valores de x e y, se le aplican logaritmos, por lo tanto es preciso buscar antilogaritmos al valor de a.

Con las ecuaciones de ajustes obtenidas se evaluaron las nuevas intensidades, para duraciones de 5, 10, 15, 30, 60, 120 minutos.

4.4.2 Obtención de las curvas I-D-F aplicando el método de Gumbel.

Para obtener las curvas I-D-F para dicha estación (Aeropuerto Managua), se realizó el siguiente procedimiento:

- Se determinaron los parámetros de la función de distribución Gumbel, α y β para diferentes duraciones de 5, 10, 15, 30, 60 y 120 minutos.

- Se aplicó la prueba de bondad de ajuste KOLMOGOROV-SMIRNOV para cada una de las duraciones mencionadas anteriormente.

- Se calcularon las intensidades para diferentes duraciones y periodos de retorno, a partir de la función de distribución de Gumbel.

- Se ajustaron las curvas I-D-F aplicando el método de los mínimos cuadrados.

4.5 Caracterización fisiográfica del área de la cuenca en estudio.

Se delimitó el área de la cuenca a través del programa Autocad. El mapa utilizado fue suministrado por la Alcaldía de Managua, el cual fue elaborado por INETER, dicho mapa tiene una escala de 1:10000 y cada curva de nivel tiene una separación de 2m. Como esta tiene un área menor de los 5 km^2, no fue necesario dividirla en sub cuencas para su estudio. Se realizaron cálculos de caudales utilizando el método hidrológico denominado “Método Racional”. Los resultados de estos cálculos permitieron determinar el caudal de entrada a utilizar en la zona.

El análisis de la intensidad se hizo por las curvas IDF, para un período de retorno de 25 años, con los datos de intensidad máxima de precipitación de la estación A.C.Sandino (Las Mercedes).

4.6 Simulación hidráulica para la determinación de las áreas inundables en las zonas pobladas del cauce.

La evaluación hidráulica se entiende como la determinación de las alturas, a las que llegaría el nivel del agua en el cauce para diferentes caudales. De esta manera, se pueden inferir las áreas que son susceptibles a inundación para diferentes períodos de recurrencia.

4.6.1 Modelación hidráulica con HEC-RAS. Versión 4.0

Esta simulación se realizó utilizando el programa HEC-RAS, el cual es el programa más usado en este tipo de evaluaciones. El sistema es un paquete de programas para el cálculo hidráulico a régimen permanente y no permanente, en cauces naturales.

La evaluación hidráulica, objeto del presente estudio, se realizó en un ramal del cauce Ticomo, específicamente en el tramo denominado Tangará, comprendido entre el estacionamiento 0+011.89 en el inicio de la sección previamente revestida (Sección Transversal No.1), y el estacionamiento 0+750.11 (Sección Transversal No.72).

4.6.1.1 Información necesaria para el HEC-RAS.

Para aplicar el modelo se requiere de información topográfica, datos de flujo y condiciones de fronteras. Los levantamientos topográficos consisten fundamentalmente en la delineación del eje del tramo del cauce en estudio y la medición de secciones transversales a intervalos de 10 metros en promedio. Para efectos de este estudio, el levantamiento topográfico fue realizado por La Alcaldía de Managua en el mes de marzo de 2012.

Los datos de flujo son aquellos caudales para los cuales se quiere determinar el perfil longitudinal, y las condiciones de frontera son necesarias para fijar la cota de lámina de agua inicial.

4.6.1.1.1 Datos geométricos

Un modelo hidráulico requiere del ingreso de la morfometría o forma del río, la cual incluye los siguientes datos geométricos: identificadores del río, tramo y estacionamientos, coordenadas de los estacionamientos, coordenadas X e Y (distancias y cotas), longitudes aguas abajo del tramo, coeficientes de rugosidad de Manning, puntos que definen el cauce principal, y coeficientes de contracción y expansión.

Las secciones transversales se deben situar en lugares representativos del cauce y en lugares donde hay cambios de caudal, de pendiente, de forma, rugosidad, dónde empiezan y terminan los diques marginales, y estructuras hidráulicas (puentes, alcantarillas y aliviaderos).

La selección de un valor apropiado para el coeficiente n de Manning, es muy significativa en los perfiles de superficie de agua calculados. El valor de n de Manning es muy variable y depende de varios factores. Los valores de n de Manning se seleccionaron, comparando fotos del sitio y fotografías que se muestran en el libro de Hidráulica de canales abiertos de Ven Te Chow.

4.6.1.1.2 Caudales

En el presente estudio se determinaron los datos de flujo para flujo permanente y no permanente. Para flujo permanente, los caudales utilizados son tres, con períodos de retorno de 10, 25 y 50 años.

4.6.1.1.3 Condiciones de frontera

Se seleccionó la profundidad normal como condición de frontera para el análisis de flujo estacionario, para ello se calculó la pendiente del tramo del cauce. Siendo el valor utilizado de 0.01942 m/m (1.942%)

4.6.1.1.4 Escenarios analizados

Se analizaron dos escenarios: el primero consiste en observar los niveles de crecida para los tres caudales escogidos, donde el caudal se confina entre las bordas existentes a la hora del levantamiento, utilizando la geometría natural del cauce; el segundo escenario se refiere a considerar los niveles del agua en el caso que se utilice la geometría del cauce modificado.

4.6.1.1.5 Modificaciones del cauce.

El HEC-RAS permite realizar una serie de excavaciones en la geometría del cauce. En general, esta opción se utiliza para estudios de planificación de territorio; y también se puede utilizar para diseñar canales para control de avenidas. Este *software* se utiliza para evaluarlas modificaciones realizadas en canales, pero el programa no cubre el diseño de canales estables.

El usuario deberá comprobar y asegurarse de que dichas modificaciones no afectan a la estabilidad del cauce.

En primer lugar se debe desarrollar un modelo hidráulico del cauce en que se va a analizar la modificación. Este modelo debe incluir varias secciones aguas abajo o aguas arriba del tramo a modificar, según el régimen, de manera que las condiciones de frontera no afecten a la zona del cauce en que se va a realizar la modificación. Además, también se deben incluir algunas secciones aguas arriba, o aguas abajo, para evaluar cómo afectará dicha modificación al perfil de la lámina de agua.

A continuación, se realizan los cambios con excavaciones y/o terraplenes que permiten definir secciones que sustituyan a la geometría existente. Realizados todos los cambios, los perfiles de lámina de agua en ambas condiciones (la original y la modificada), se pueden comparar mediante gráficos o tablas.

Las modificaciones realizadas al cauce Tangará se clasifican en:

1. Modificaciones a las secciones transversales: consisten en la construcción de secciones cuadradas compuestas con un ancho de 1.40 m y una altura de 1.52 m ubicados en todo el perfil del cauce.

2. Construcción de 7 tragantes transversales de parrilla con diferentes longitudes, ubicados a lo largo del cauce.

3. Construcción de canal con tapa, inicio del canal con tapa (Estacionamiento 80.11) y fin del canal con tapa (Estacionamiento 200.507).

4. Cambios en la pendiente debido a las modificaciones en las secciones transversales y longitudinales.

CAPITULO V

5. MEMORIA DE CÁLCULO

5.1 Cálculo de curva IDF

El cálculo de la curva IDF fue realizado a través de la aplicación de las ecuaciones descritas en el marco teórico, utilizando los datos de las intensidades máximas anuales de precipitación en los últimos 40 años que se muestran en la Tabla N°5 (Anexo B).

A continuación se presenta el resumen de los pasos:

1) Se ordenan en forma ascendente las intensidades máximas anuales de precipitación. *Tabla N°6. AnexoB*

2) Cálculo dela desviación estándar y los parámetros alfa y beta. *Tabla N°7. Anexo B*

3) Cálculo dela desviación máxima a partir de la distribución teórica y empírica para distintas duraciones. *Tabla N°8. Anexo B*

4) Comparación entre desviación máxima y valor crítico para el ajuste analítico a la distribución de Gumbel tipo I. *Tabla N°9. Anexo B*

5) Ecuaciones para el cálculo analítico de las intensidades. *Tabla N°10. Anexo B*

6) Intensidades de Lluvia no ajustadas para diferentes periodos de retorno. *Tabla N°11. Anexo B*

7) Gráfico de curvas intensidad duración frecuencia sin ajustar. *FiguraN°6. Anexo B*

8) Parámetros de ajuste para las ecuaciones de la forma. *Tabla N°12. Anexo B*

9) Ecuaciones de la curva ajustadas. *Tabla N°13. Anexo B*

10) Intensidades de lluvia para diferentes periodos de retorno ajustadas. *Tabla N°14. Anexo B*

11) Gráfico de curvas intensidad duración frecuencia ajustadas. *Figura N°7. Anexo B*

5.2 Determinación del caudal por el Método Racional

El cálculo del caudal por el método Racional, se sigue a través de los pasos descritos en el marco teórico. Se calcula el caudal para tres periodos de retorno: 10, 25 y 50 años. La formula racional es una herramienta muy utilizada para medir escorrentías y descargas, se obtienen buenos resultados para cuencas no mayores de 500 Ha.

5.2.1 Parámetros de la Micro cuenca

Parámetros físicos determinados directamente en el plano geodésico:

Parámetros	Datos
Nombre	Cuenca Tangara-Managua
Área	0.2176 Km^2
Longitud del Cauce	1,200 m
Altura Máxima	300 m
Altura Mínima	246 m
Tiempo de Retorno	10, 25 y 50 años

5.2.1.1 Pendiente del terreno:

La pendiente de la cuenca la calculamos de acuerdo a las alturas máximas y mínimas, y a la distancia máxima del flujo de la cuenca.

$$S_c = \frac{H_{máx} - H_{min}}{L} = \frac{300 - 246}{1200} = \frac{0.045m}{m} \approx 4.5\%$$

5.2.1.2 Coeficiente de Escorrentía:

Para determinar el coeficiente de escorrentía "c", que refleja las características de la cuenca, como topografía, tipo de suelo y uso de la tierra, hacemos uso de la tabla presentada por el departamento de drenaje pluvial de la Alcaldía de Managua.

Parámetro	Valor
Uso del suelo: Zonas suburbanas (viviendas, negocios)	Us=0.20
Tipo de suelo: semipermeable (terreno arcilloso, arenoso)	Ts=1.25
Pendiente del terreno: (3.1 a 5%)	Pt=1.50
C=Us*Ts*Pt	C=0.375

5.2.1.3 Tiempo de Concentración:

Se determina en función de la longitud y la pendiente de la micro cuenca.

$$T_c = 0.0041 * K^{0.77} = 0.0041 * (18{,}554.65988)^{0.77} = 7.934\, min$$

5.2.1.4 Intensidad de las lluvias:

Se determina la intensidad de la lluvia en función del tiempo de concentración y los diferentes periodos de retorno; la estación meteorológica más utilizada es la del aeropuerto Las Mercedes con sus curvas de Intensidad, Duración, Frecuencia (I-D-F).

$$\mathrm{I} = \frac{\mathrm{A}}{(\mathrm{t_c} + \mathrm{d})^{\mathrm{n}}}$$

Nota: Los datos utilizados en las ecuaciones fueron extraídos del cálculo de las curvas IDF que se encuentran en los anexos.

- Para 10 años

I_{10}=1037.215898/(7.9340+9)$^{0.6316}$=173.7 mm/h

- Para 25 años

I_{25}=811.6383201/(7.9340+6)$^{0.5420}$=194.7 mm/h

- Para 50 años

I_{50}=647.1833745/(7.9340+3)$^{0.4693}$=210.6 mm/h

5.2.1.5 Caudal

El caudal por el método racional sería:

Q=0.27778*C*I*A

- Para 10 años

Q_{10}=0.2778*0.375*173.6939*0.2175787=3.937 m^3/s

- Para 25 años

Q_{25}=0.2778*0.375*194.6585*0.2175787=4.412 m^3/s

- Para 50 años

Q_{50}=0.2778*0.375*210.6339*0.2175787=4.774 m^3/s

5.3 Simulación hidráulica con el programa HEC – RAS.

Para realizar la simulación hidráulica se necesitan datos geométricos en secciones transversales y datos de flujo.

Los datos que se introducen en el programa de las secciones transversales fueron levantados directamente del campo.

Para la simulación del programa se utilizaron tanto las secciones transversales del cauce sin revestir como el revestido.

5.3.1 Empezando el programa HEC – RAS

Para el uso del programa, se usará de ejemplo la sección hidráulica en estudio.

Para empezar el HEC – RAS, se abre la ventana principal. (*Ver Figura N°8a y 8b*)

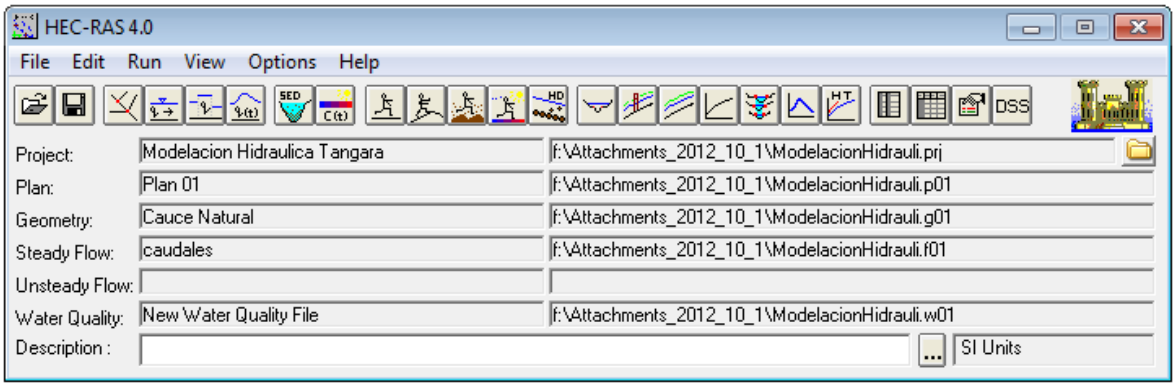


Figura N° 8a. Ventanilla principal de Hec-Ras-Cauce Natural

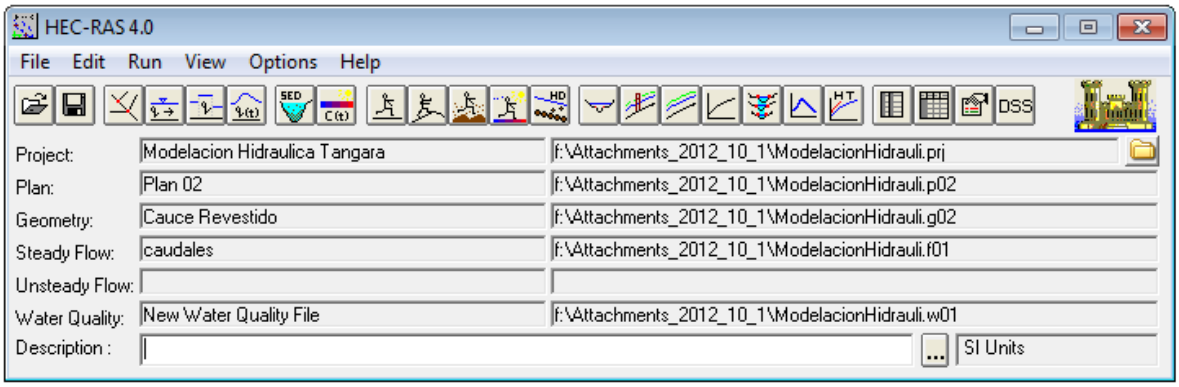


Figura N° 8b. Ventanilla principal de Hec-Ras-Cauce Revestido

5.3.2 Pasos en el Desarrollo de un Modelo Hidráulico con HEC – RAS

Hay cinco pasos principales para crear un modelo hidráulico con el programa HEC – RAS.

1. Empezar un Proyecto Nuevo.

Para empezar un nuevo proyecto se escoge en el menú file de la ventana principal New Project, aquí se nombra el proyecto y el archivo en donde se guarda. Antes de introducir cualquier dato geométrico se elige el sistema de unidades en el que se va a trabajar. (*Ver Figura N°9*)

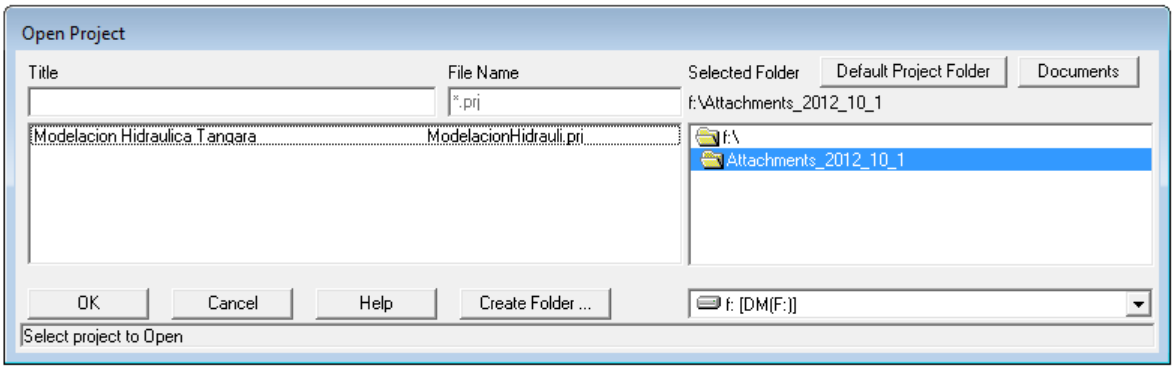


Figura N°9. Nuevo Proyecto

2. Introducir Datos Geométricos.

Los datos geométricos se introducen al seleccionar Geometric Data del menú Edit, luego se empiezan editando al apretar el botón RiverReach. Se dibuja el tramo desde aguas arriba a aguas abajo, después que el tramo se dibuja se introducen datos de las secciones transversales del canal en estudio. (*Ver Figura N°10a y 10b*)

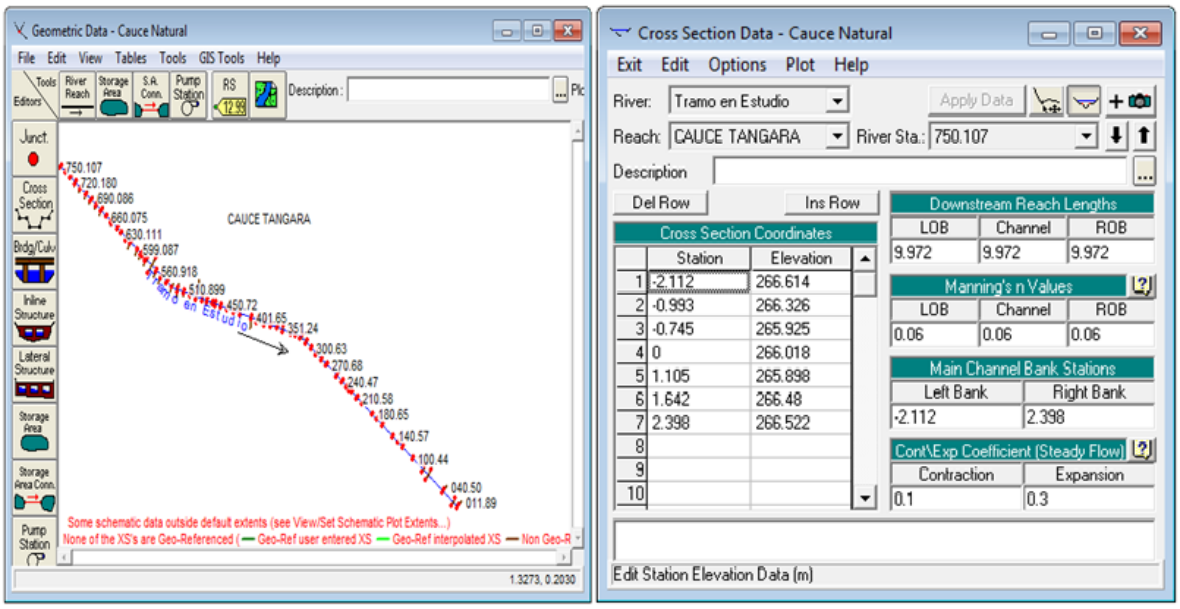


Figura N° 10a. Gráfico del cauce natural y datos de secciones transversales

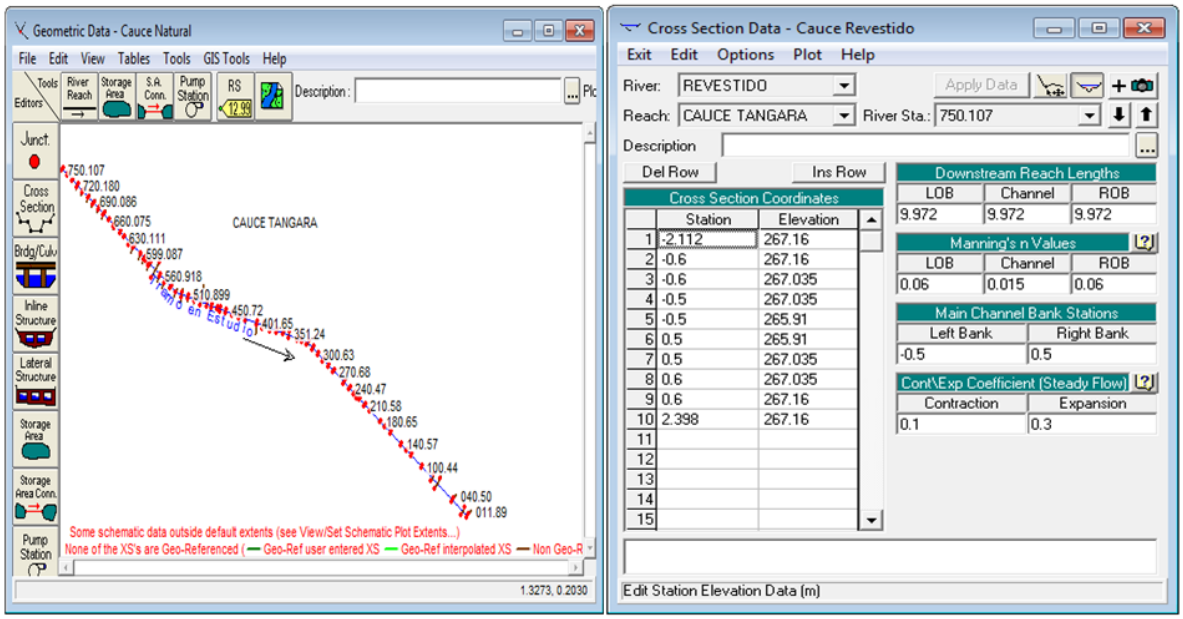


Figura N° 10b. Gráfico del cauce revestido y datos de secciones transversales

3. Introducir Datos de Flujo.

Una vez que los datos geométricos se han entrado se empieza a introducir los datos de flujo que se requiera. En este caso se introducen caudales para tres periodos (10 años, 25 años, 50 años), estos caudales de entrada se calculan por medio de un método hidrológico. (*Ver Figura N°11a y 11b*)

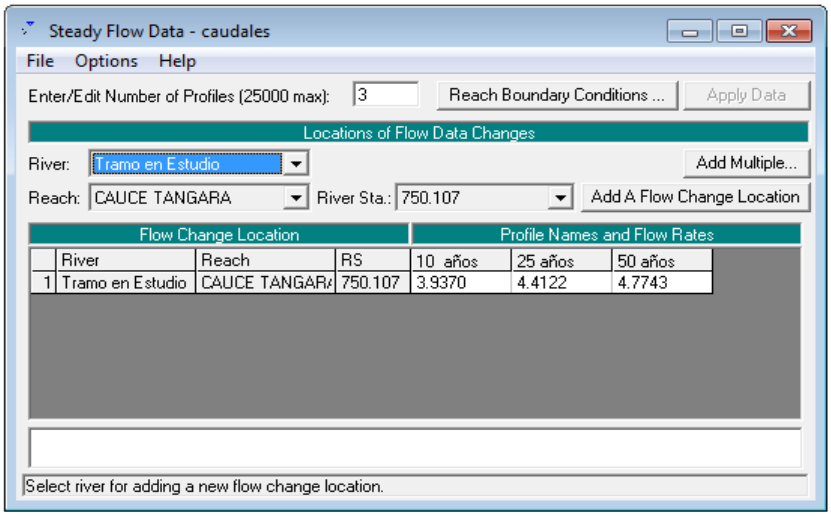


Figura N° 11a. Datos de flujo cauce natural

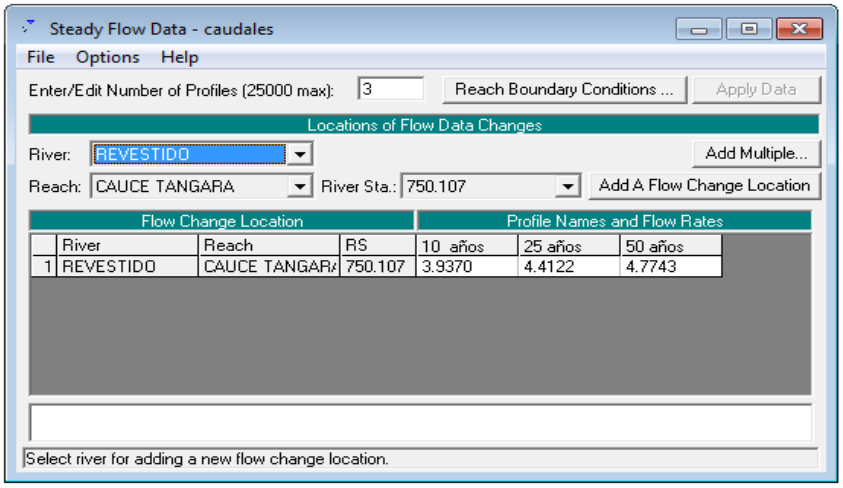


Figura N° 11b. Datos de flujo cauce revestido

4. Ejecutar los Cálculos Hidráulicos.

Una vez que los datos geométricos y de flujo estén introducidos, el modelador puede comenzar los cálculos. (*Ver Figura N°12a y 12b*)

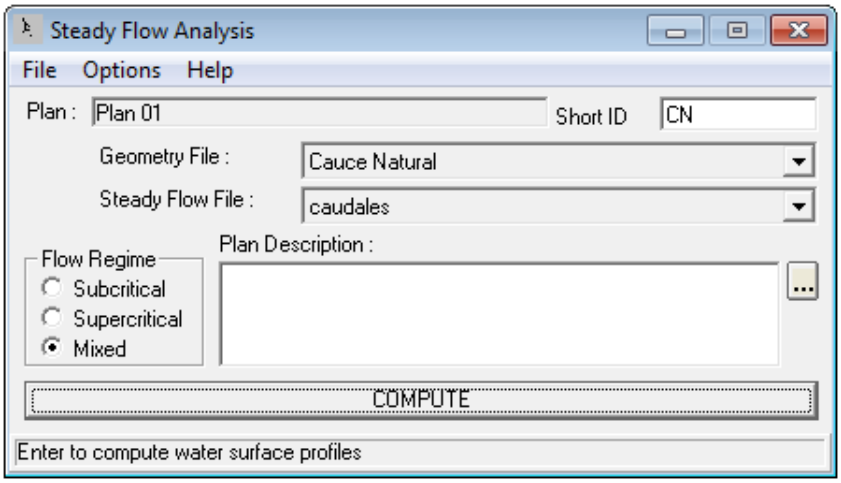


Figura N°12a. Modelador comienza los cálculos-cauce natural

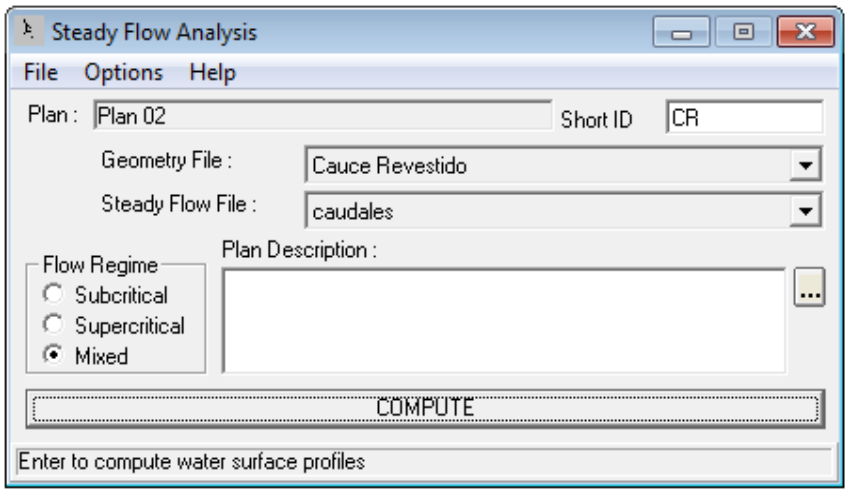


Figura N°12b. Modelador comienza los cálculos-cauce revestido

5. Ver e Imprimir los Resultados.

Aquí podemos imprimir el resultado a través de gráficos de secciones transversales y gráficos de perfiles de agua. (*Ver Figuras N°13a y 13b y Figuras N°14a y 14b*)

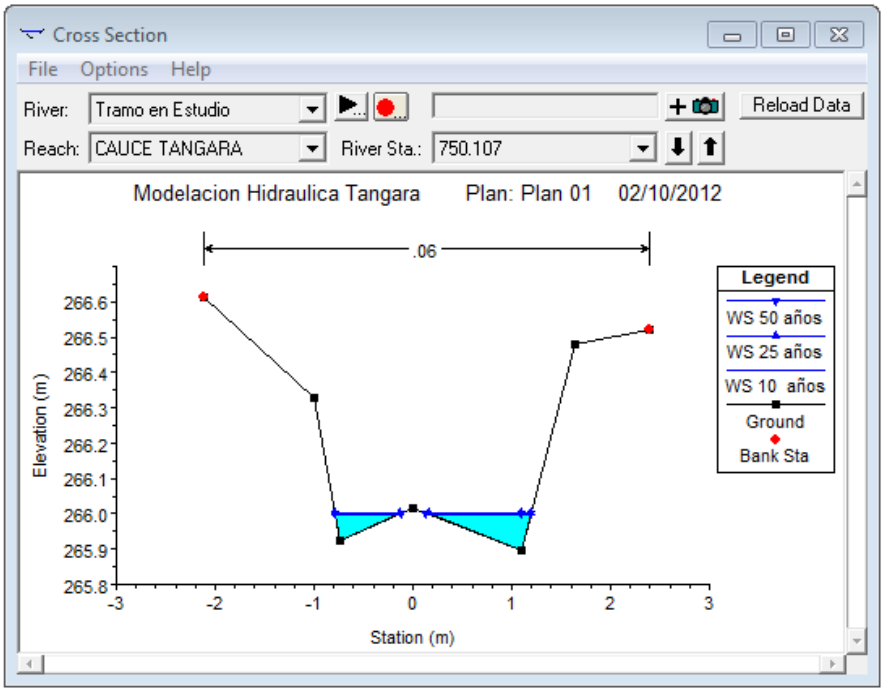


Figura N°13a. Gráfico de sección transversal cauce natural

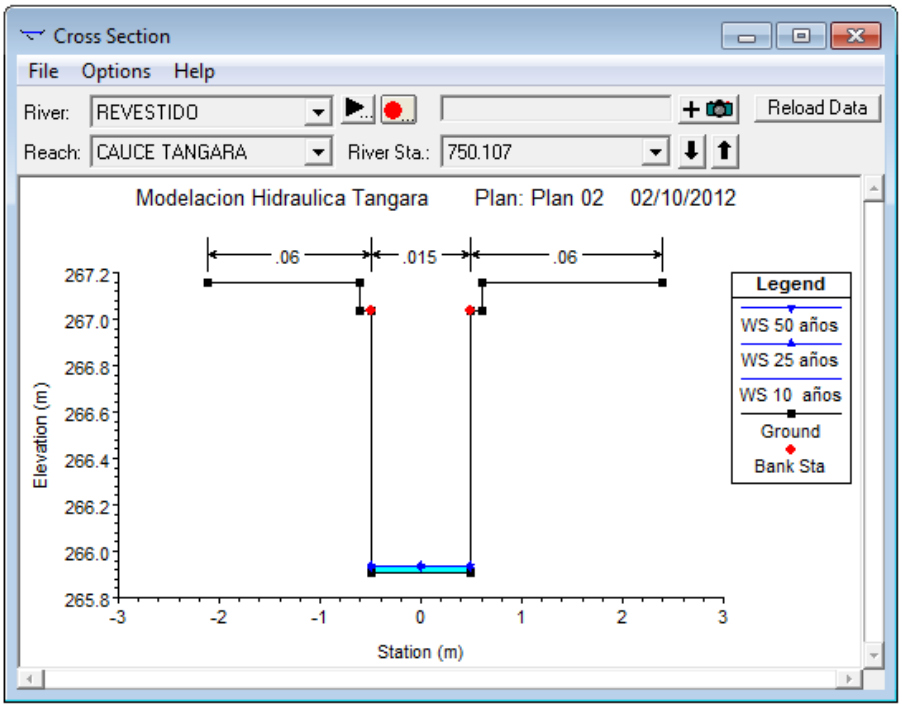


Figura N°13b. Gráfico de sección transversal cauce revestido

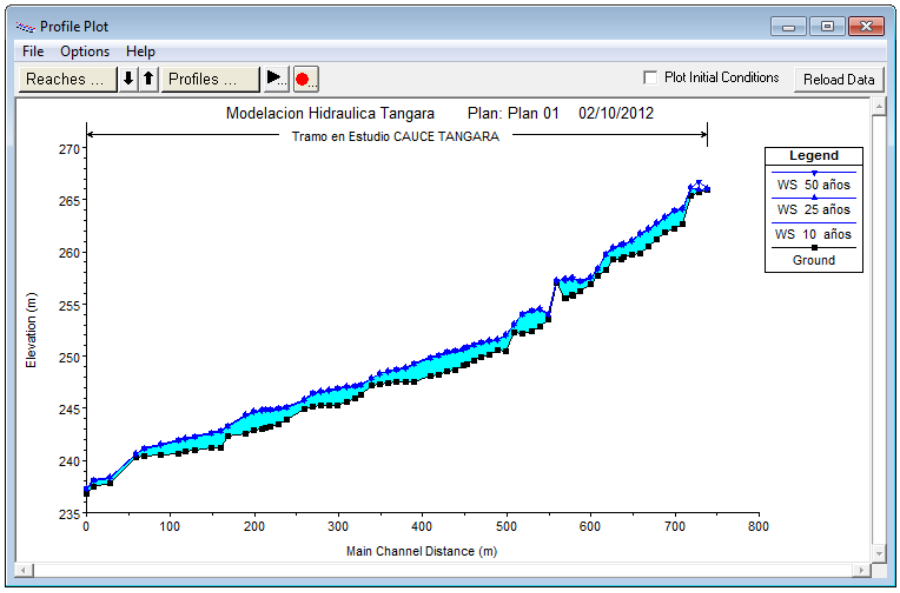


Figura N°14a. Gráfico de perfiles de aguacauce natural

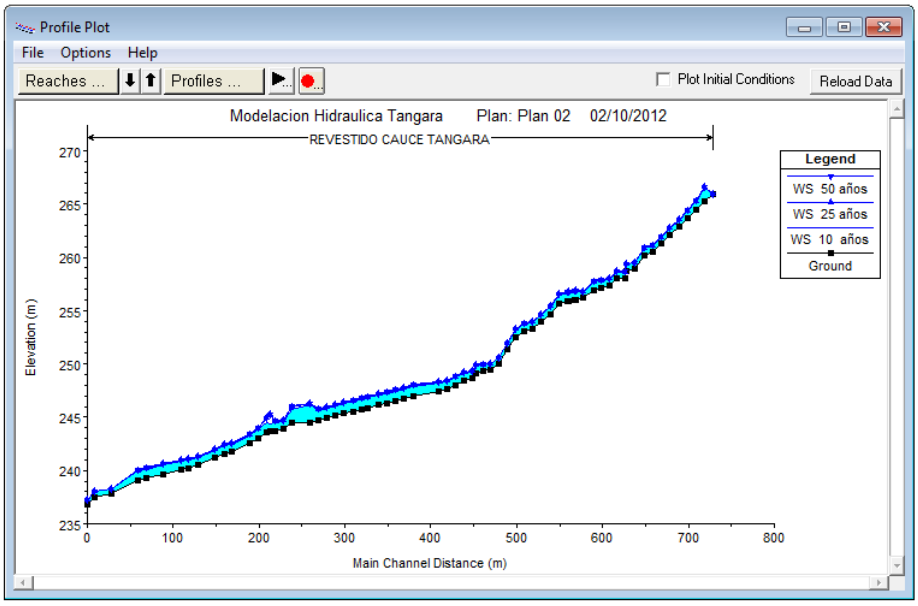


Figura N°14b. Gráfico de perfiles de aguacauce revestido

CAPITULO VI

6. RESULTADOS Y ANÁLISIS

Para el tramo en estudio del cauce Tangará se calcularon los caudales del área poblada utilizando el método racional, con dichos caudales resultantes se realizó la simulación hidráulica. Los resultados obtenidos se muestran en la *Tabla N°16*.

TR(años)	Q(m^3/s)
10	3.937
25	4.412
50	4.774

Tabla N°16: Resultado de caudales por Método Racional para 3 períodos de retorno.

Evaluación hidráulica de las crecidas con HEC-RAS

El primero de los resultados de la evaluación hidráulica es el del cauce natural; el segundo corresponde al cauce con las modificaciones realizadas y descritas en la sección 4.6.1.1.5.

Para evidenciar los demás resultados obtenidos en la evaluación hidráulica, en los dos escenarios planteados, se seleccionaron veinte puntos los cuales se presentan a continuación en las figuras N°15 a N°34, dichos resultados obtenidos plasman los caudales con diferentes períodos de retorno y la condición natural del cauce Tangará (escenario 1):

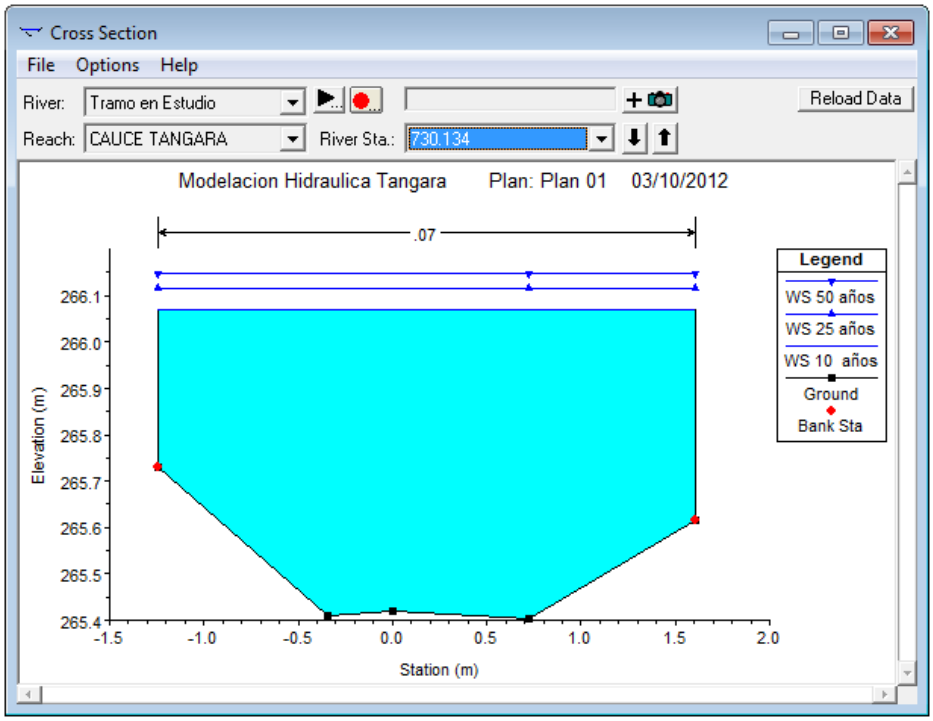


Figura N°15. Escenario 1 (Estación No. 730.13)

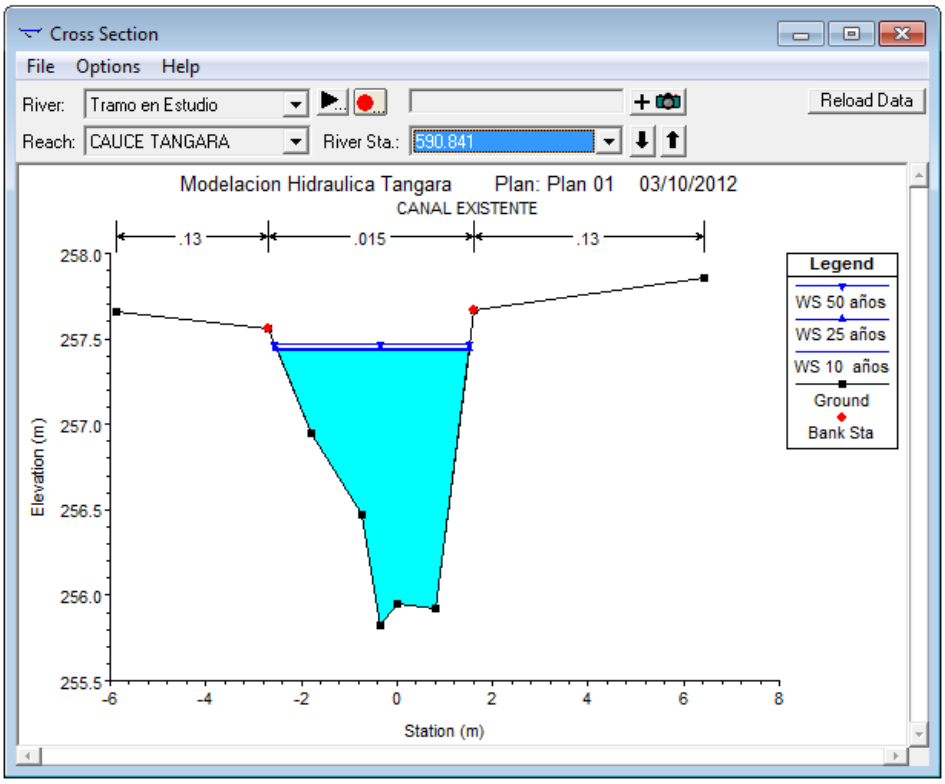


Figura N°16. Escenario 1 (Estación No. 590.84)

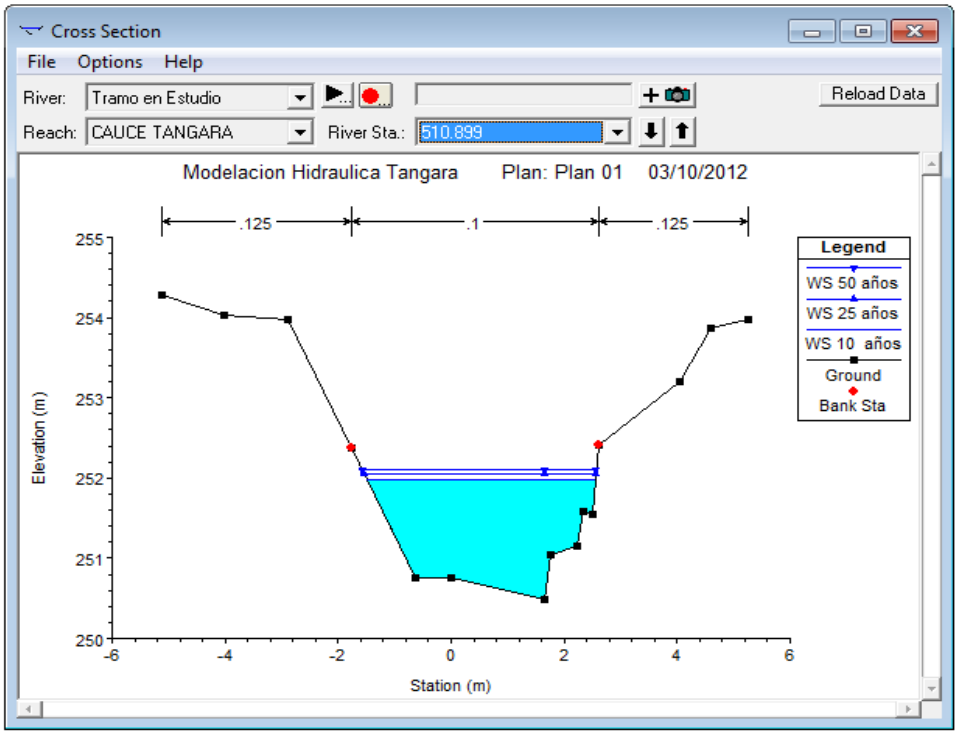


Figura N°17. Escenario 1 (Estación No. 510.89)

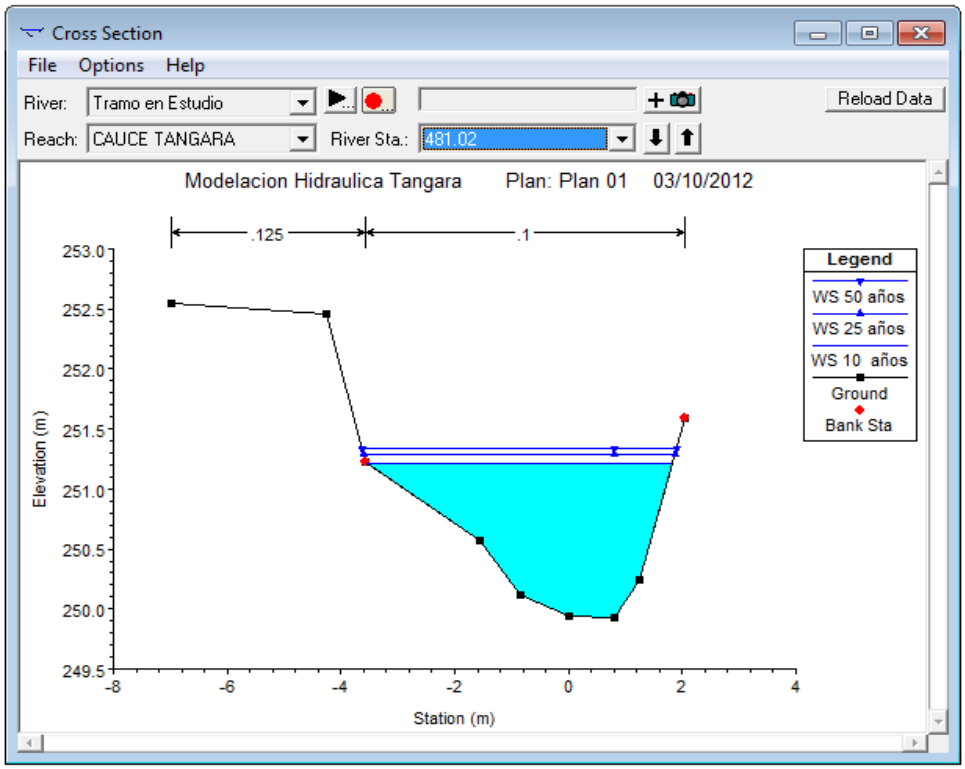


Figura N°18. Escenario 1 (Estación No. 481.02)

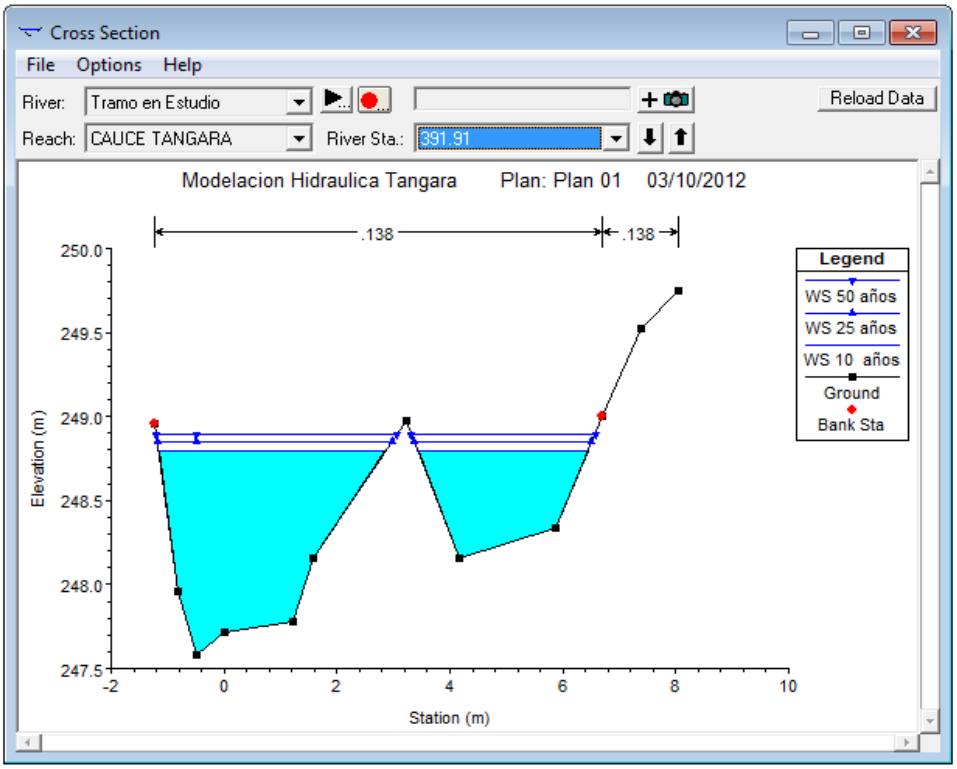


Figura N°19. Escenario 1 (Estación No. 391.91)

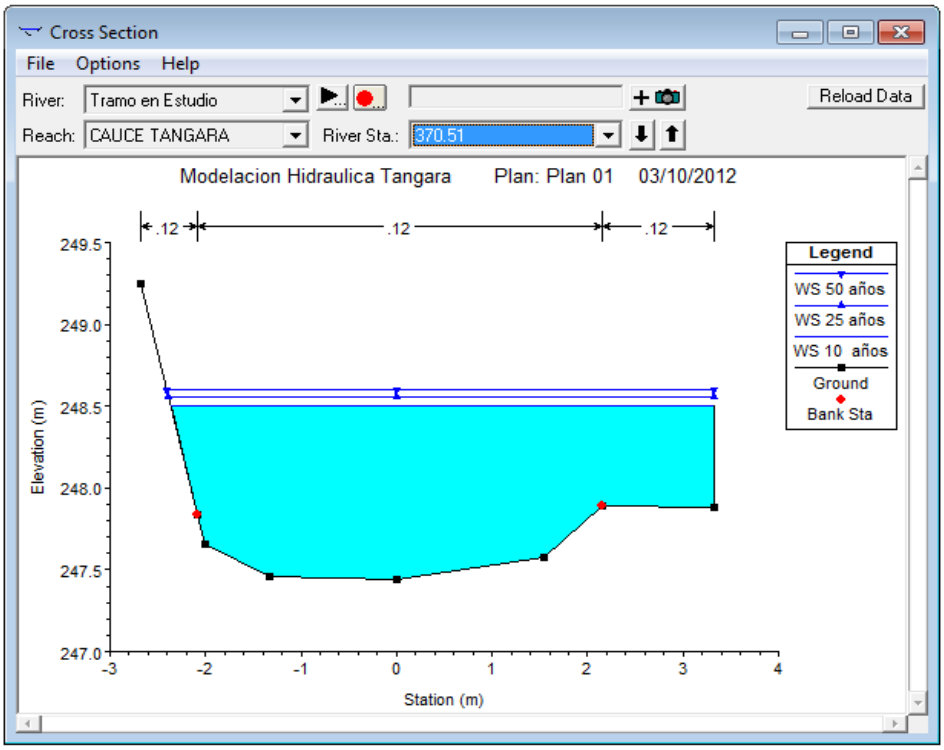


Figura N°20. Escenario 1 (Estación No. 370.51)

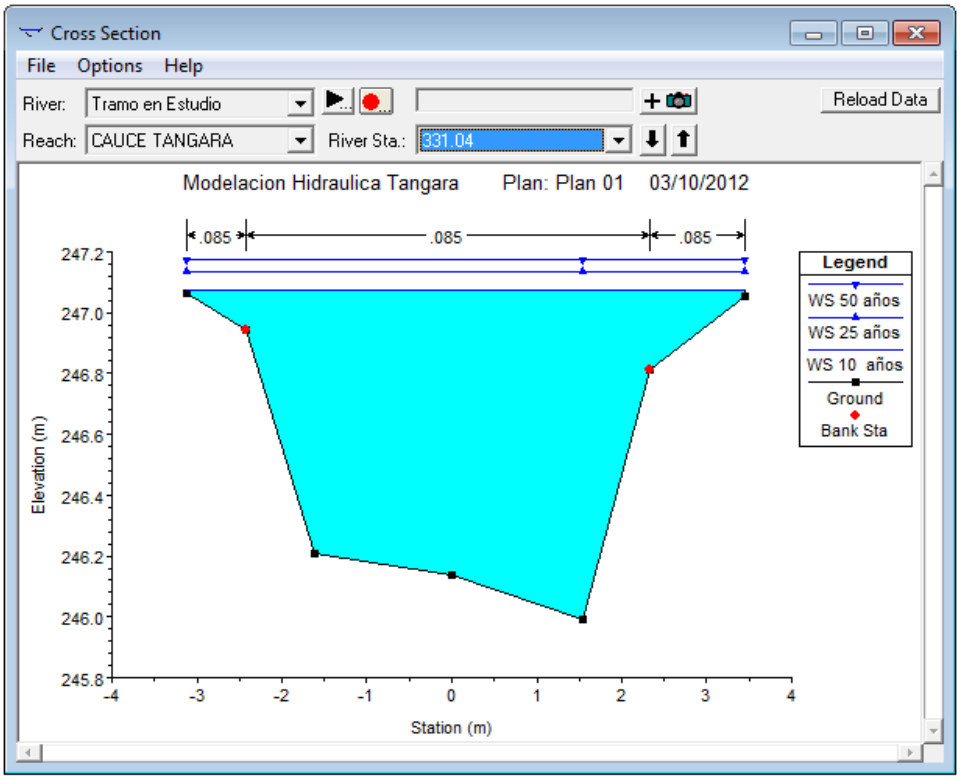


Figura N°21. Escenario 1 (Estación No. 331.04)

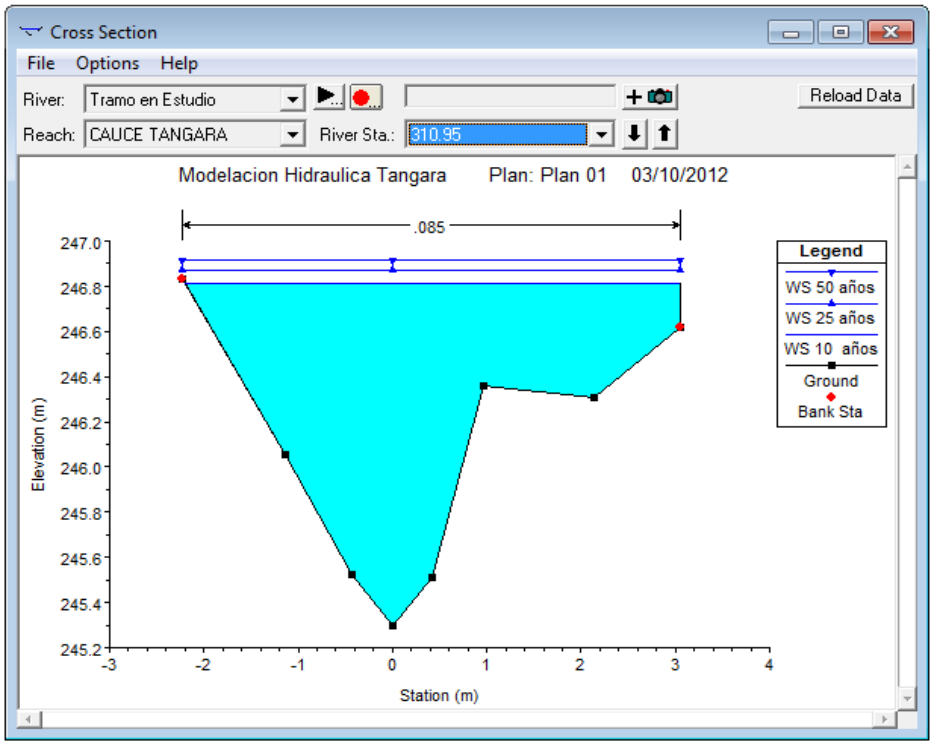


Figura N°22. Escenario 1 (Estación No. 310.95)

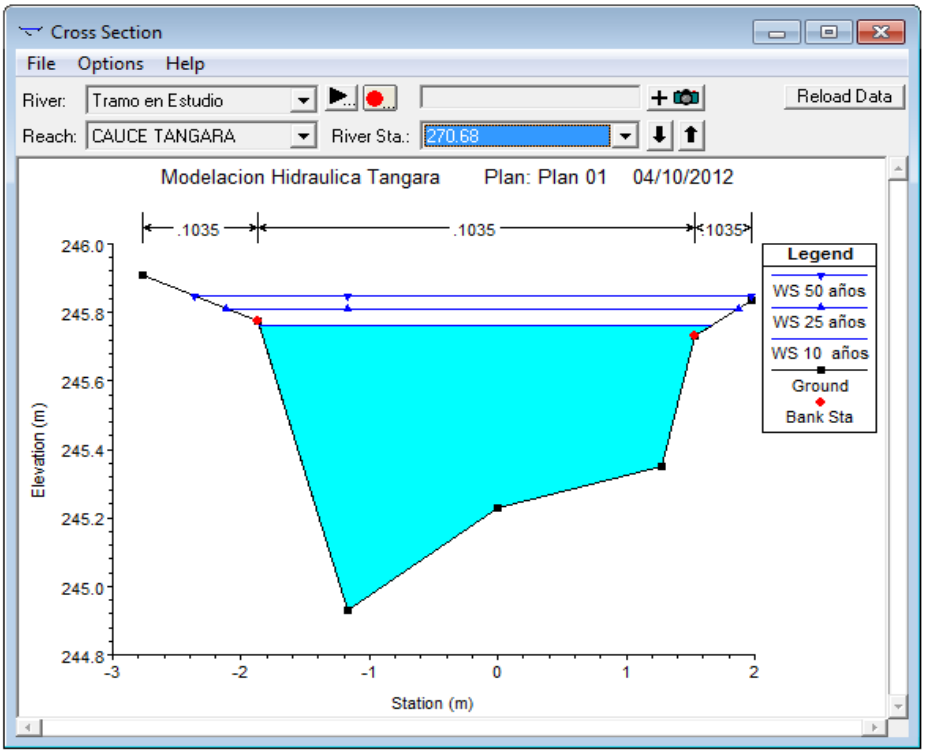


Figura N°23. Escenario 1 (Estación No. 270.68)

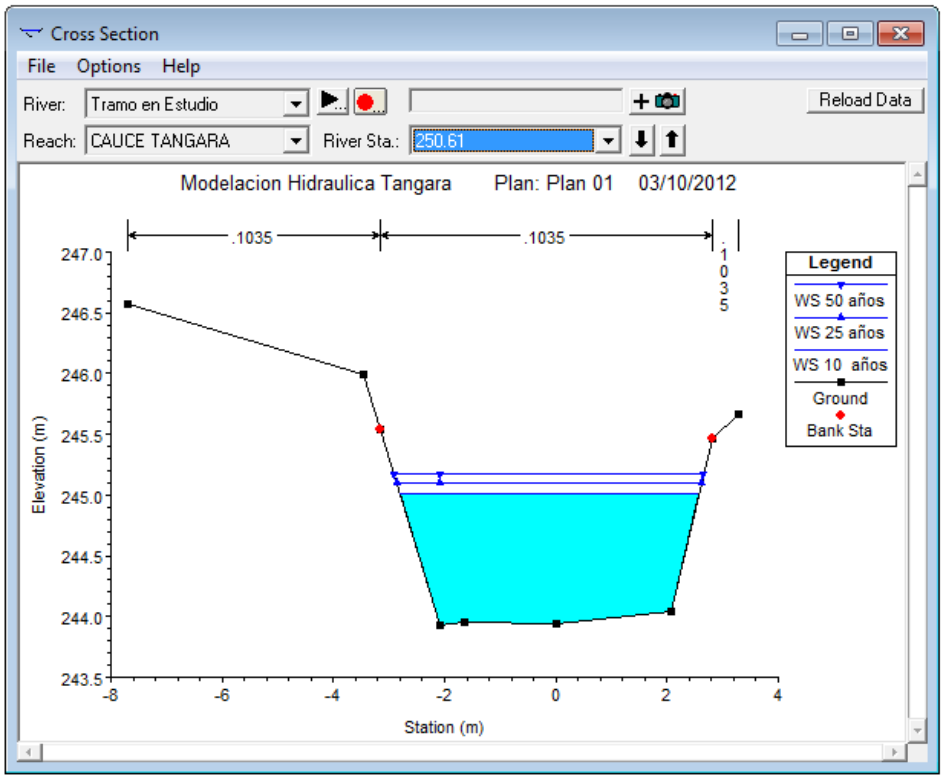


Figura N°24. Escenario 1 (Estación No. 250.61)

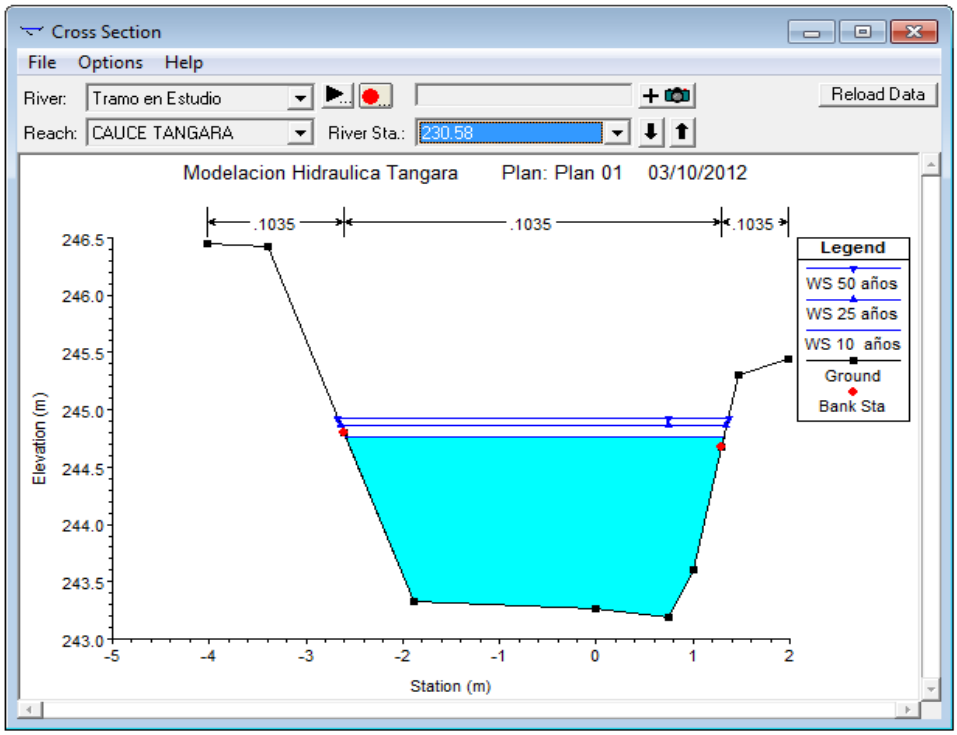


Figura N°25. Escenario 1 (Estación No. 230.58)

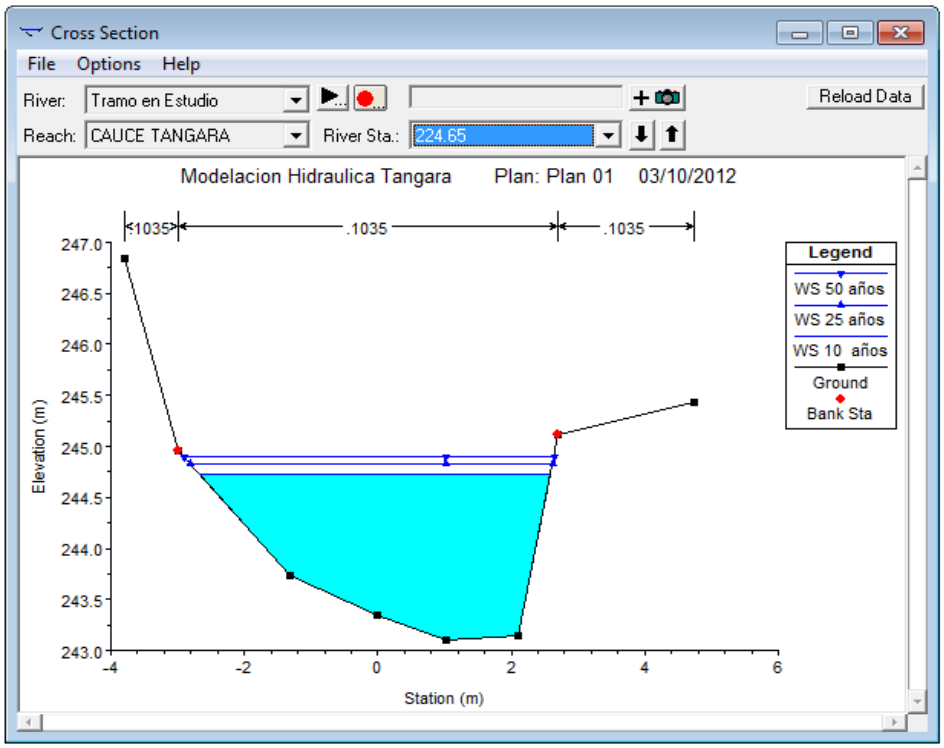


Figura N°26. Escenario 1 (Estación No. 224.65)

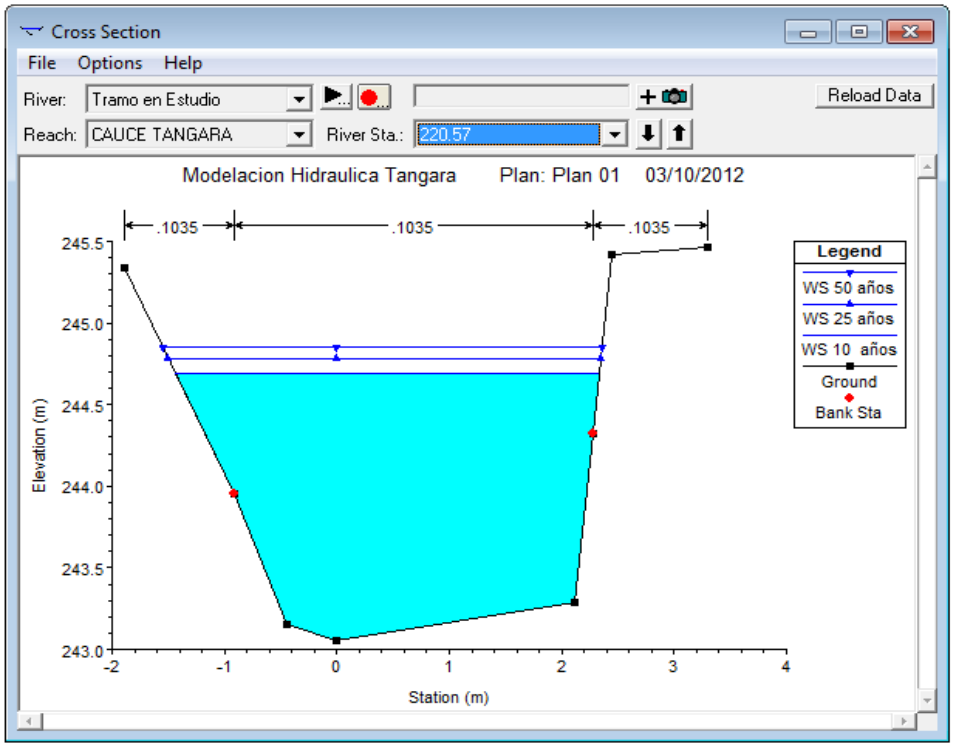


Figura N°27. Escenario 1 (Estación No. 220.57)

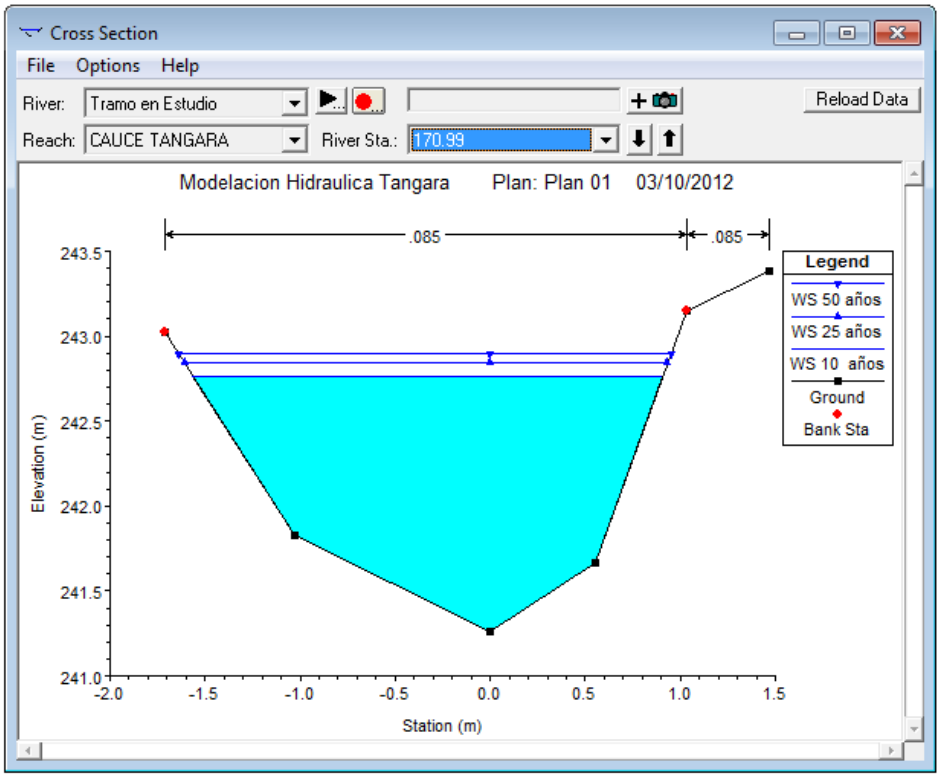


Figura N°28. Escenario 1 (Estación No. 170.99)

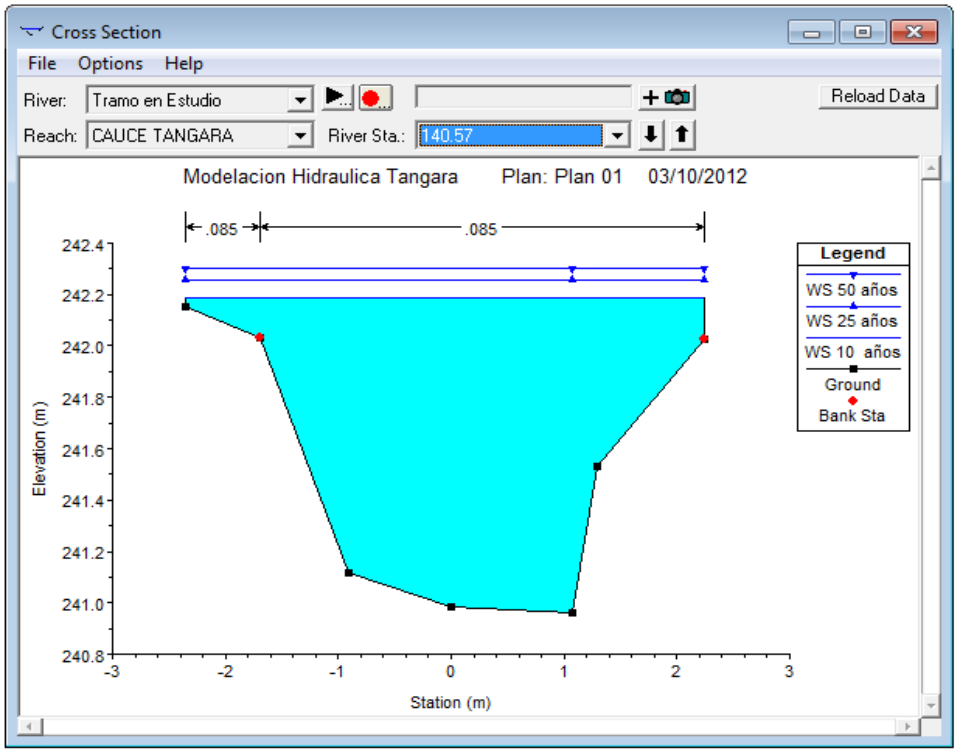


Figura N°29. Escenario 1 (Estación No. 140.57)

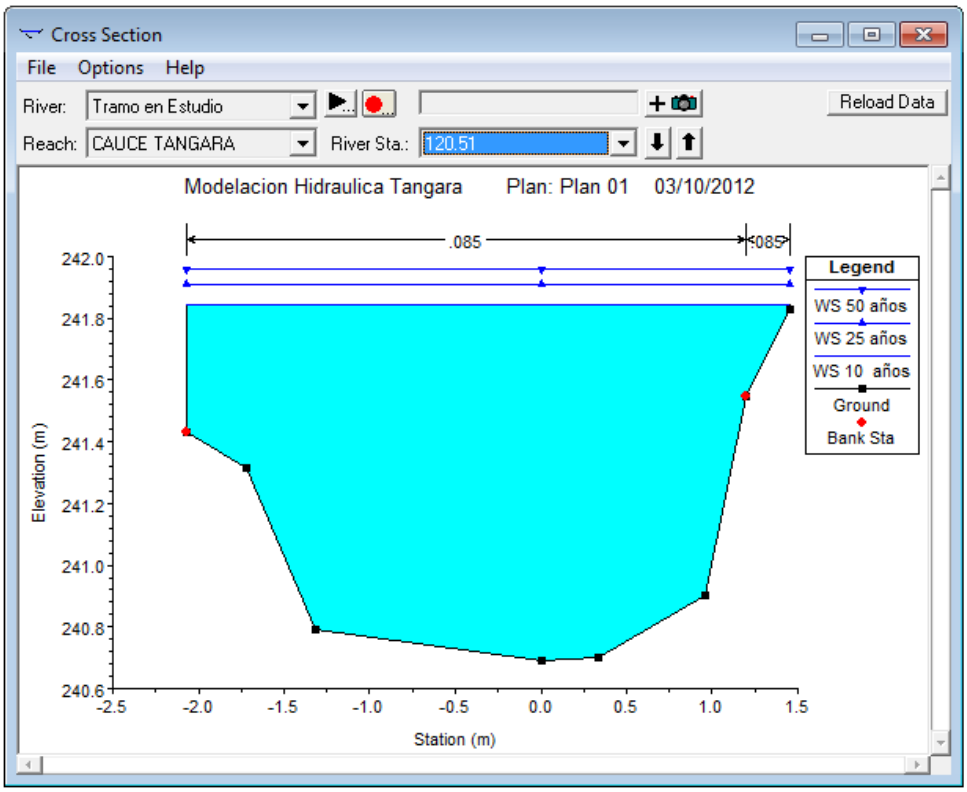


Figura N°30. Escenario 1 (Estación No. 120.51)

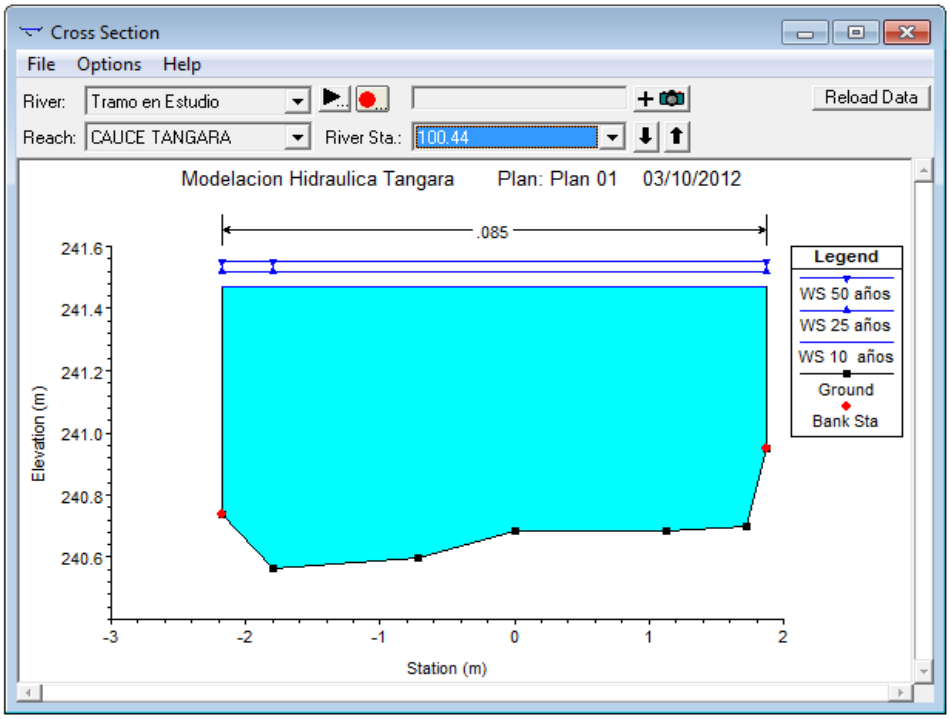


Figura N°31. Escenario 1 (Estación No. 100.44)

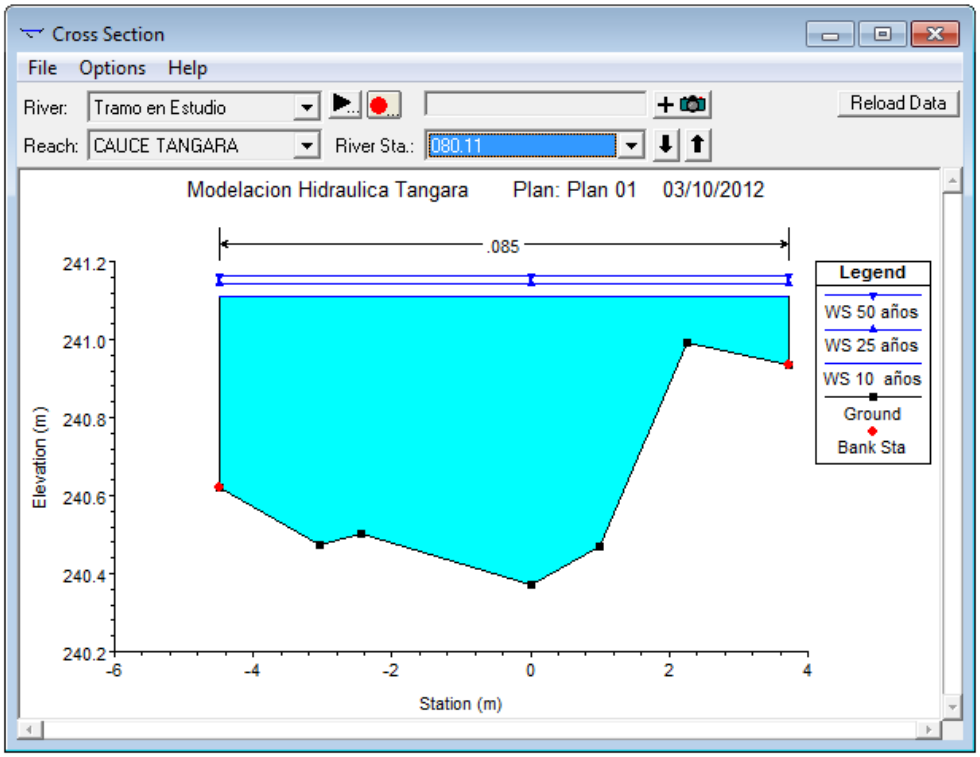


Figura N°32. Escenario 1(Estación No. 80.11)

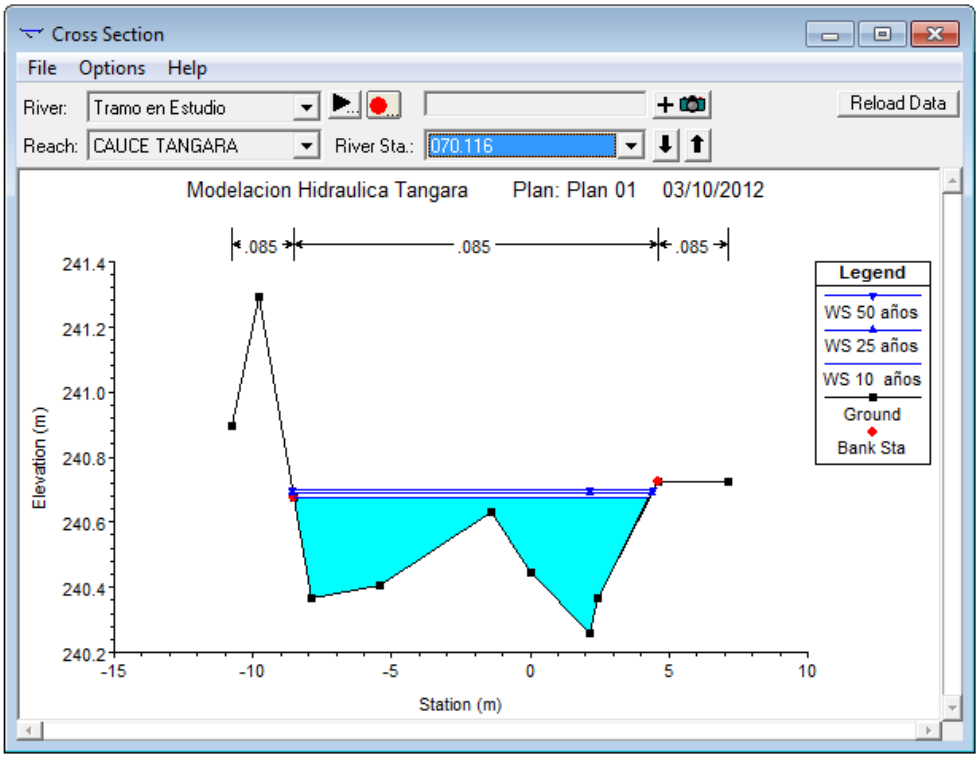


Figura N°33. Escenario 1 (Estación No. 70.116)

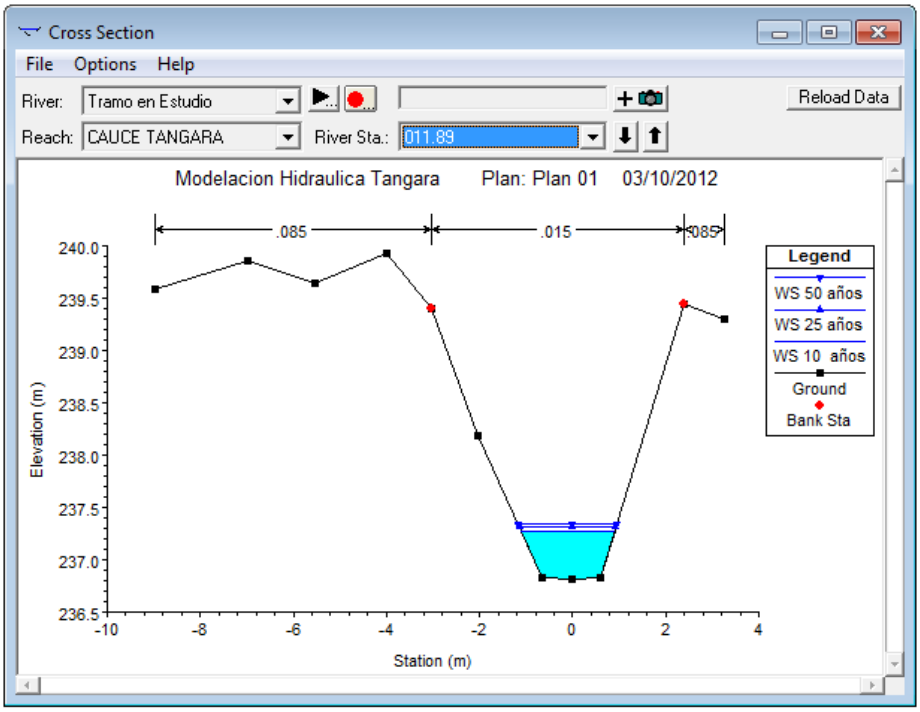


Figura N°34. Escenario 1 (Estación No. 11.89)

Se puede observar en las figuras de la número 15 a la número 34, que bajo el escenario 1 correspondiente al cauce natural Tangará, las estaciones 80.11, 100.44, 120.51, 140.57, 220.57, 310.95, 331.04, 370.51 y 730.13 están por encima de las secciones transversales analizadas, lo cual indica que bajo esta condición el cauce Tangará no tiene capacidad de conducción para las crecidas evaluadas. Se puede apreciar que las estaciones 11.89, 170.99, 224.65, 250.61, 391.91, 510.89 y 590.84 tienen capacidad para transportar todas las crecidas estimadas. Y únicamente las estaciones 70.116, 230.58, 270.68 y 481.02 tienen capacidad para transportar el caudal con un periodo de retorno de 10 años.

A continuación se presentan, en el mismo orden, las figuras N°35 a N°54, con los resultados de la evaluación hidráulica en el escenario 2, correspondiente a las modificaciones realizadas en el cauce Tangará. Dichas modificaciones fueron expuestas en la sección 4.6.1.1.5 de este estudio.

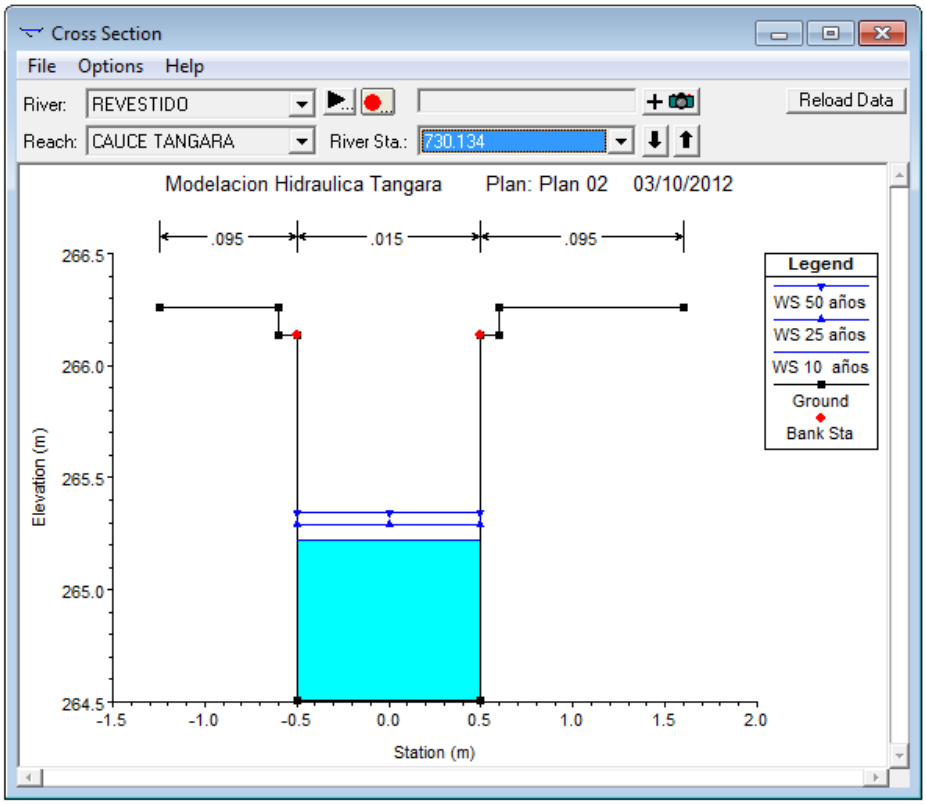


Figura N°35. Escenario 2 (Estación No. 730.13)

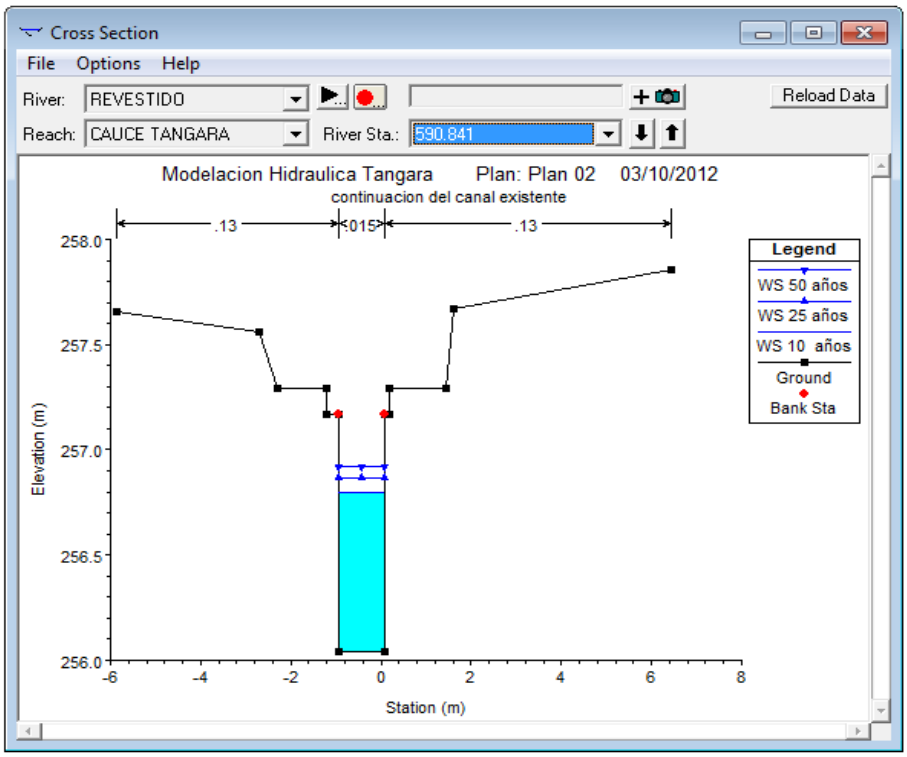


Figura N°36. Escenario 2 (Estación No. 590.84)

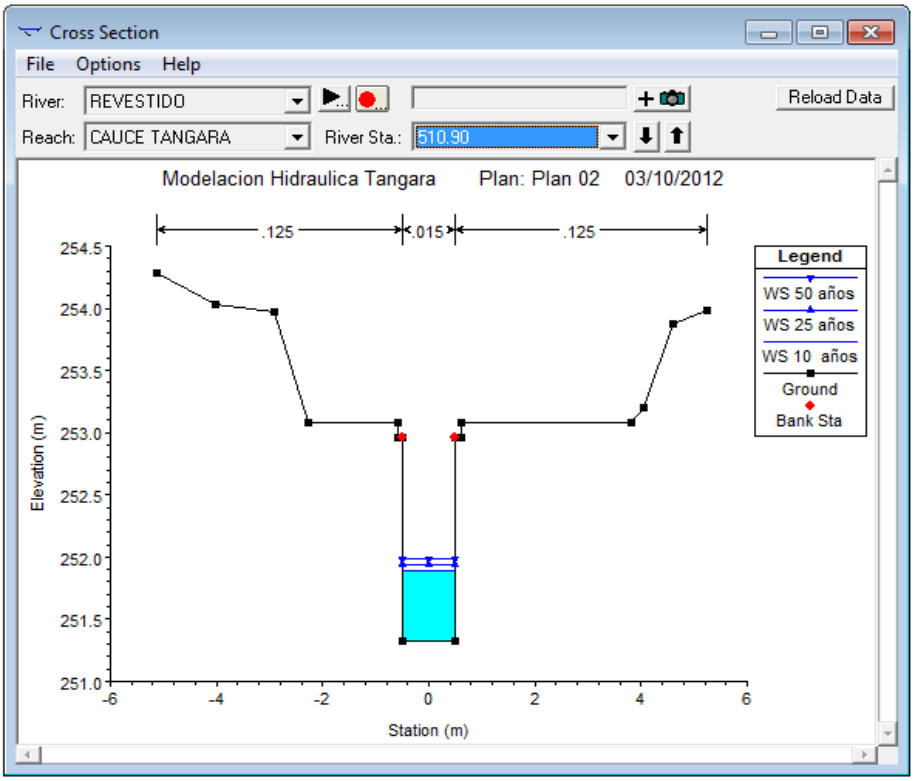


Figura N°37. Escenario 2 (Estación No. 510.89)

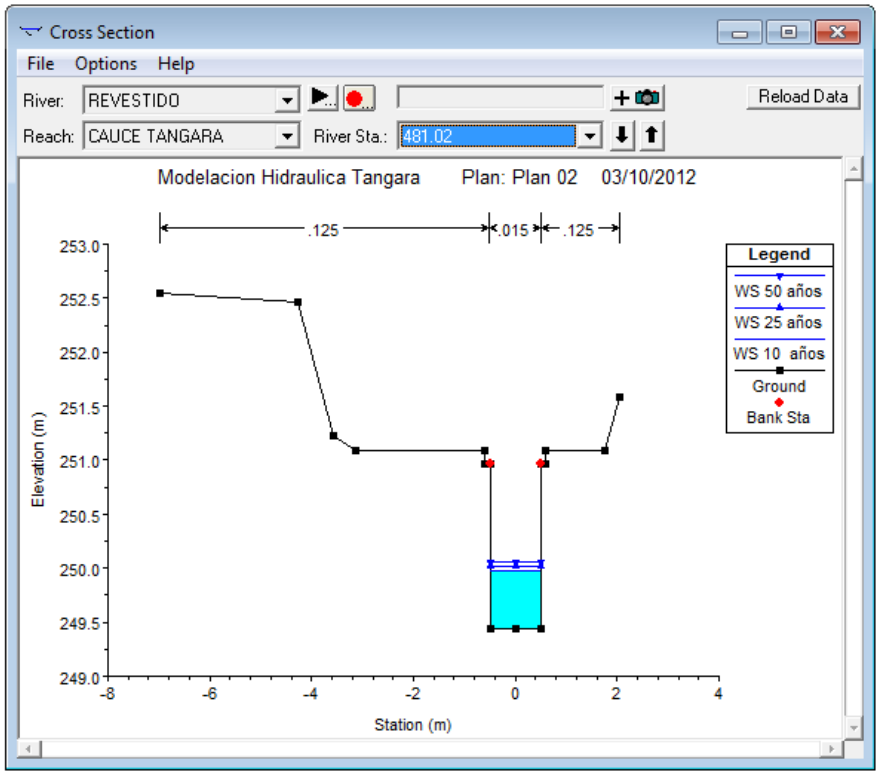


Figura N°38. Escenario 2 (Estación No. 481.02)

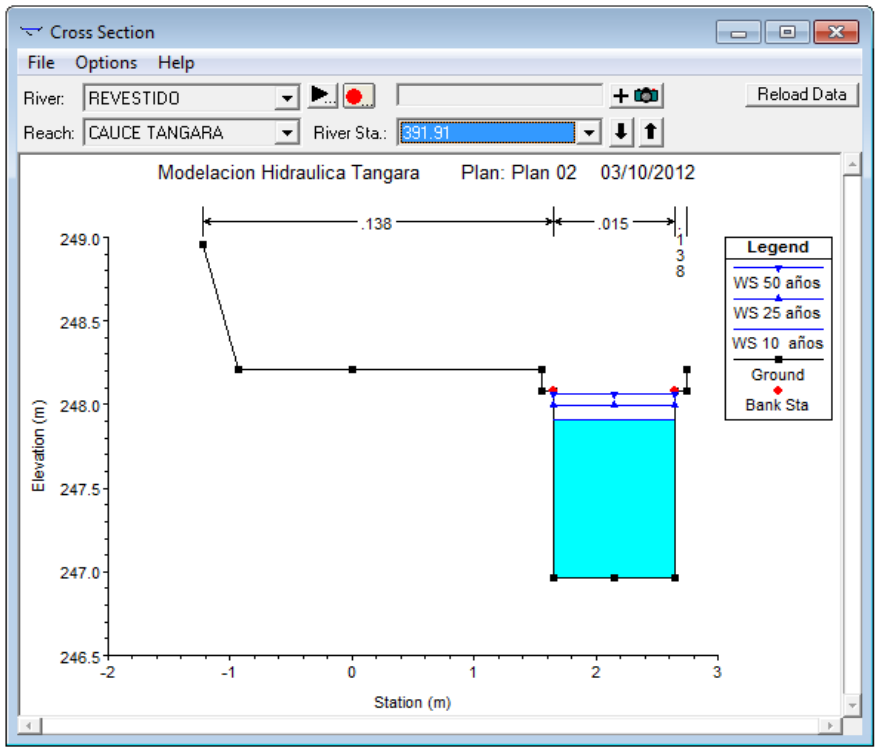


Figura N°39. Escenario 2 (Estación No. 391.91)

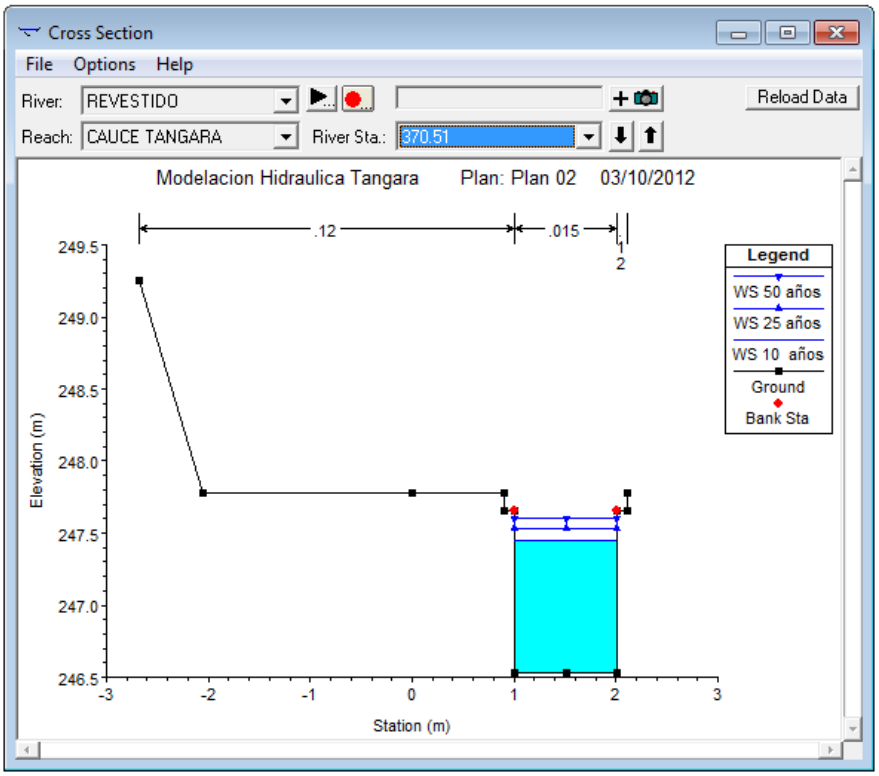


Figura N°40. Escenario 2 (Estación No. 370.51)

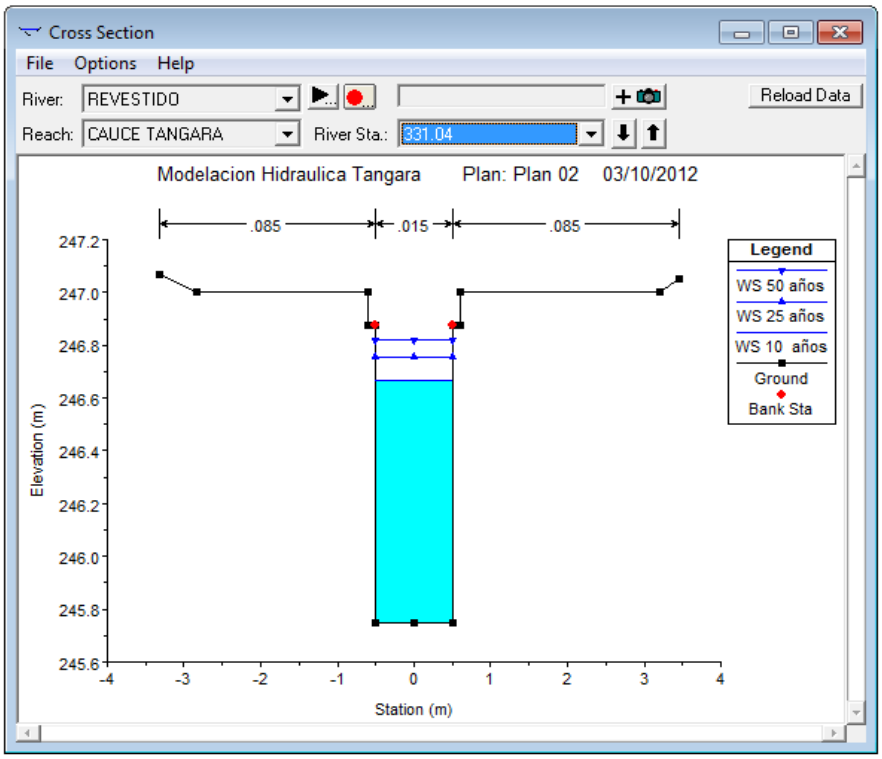


Figura N°41. Escenario 2 (Estación No. 331.04)

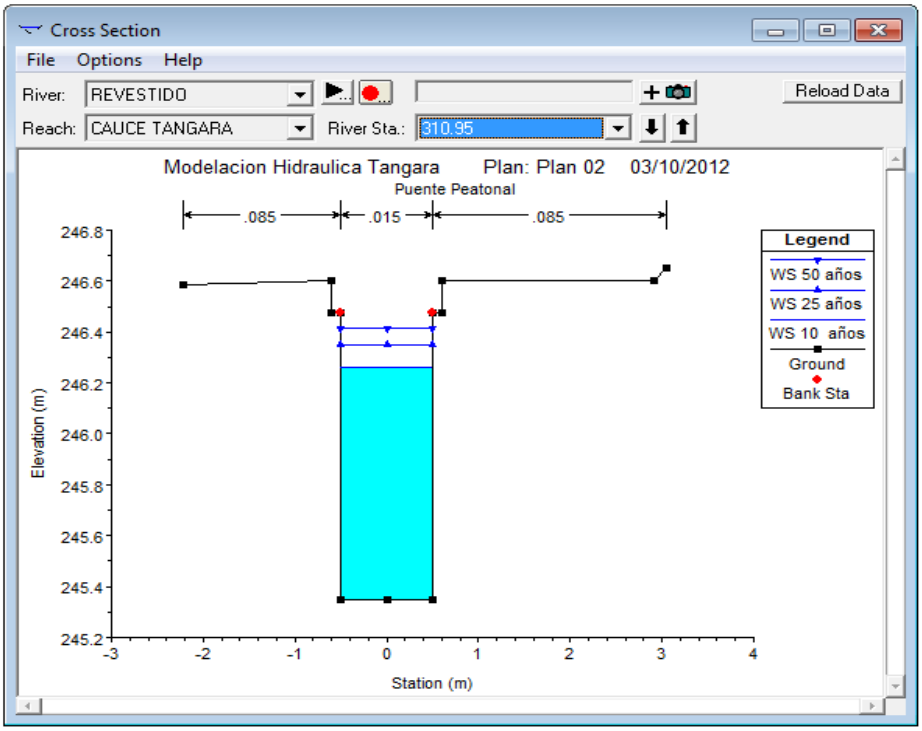


Figura N°42. Escenario 2 (Estación No. 310.95)

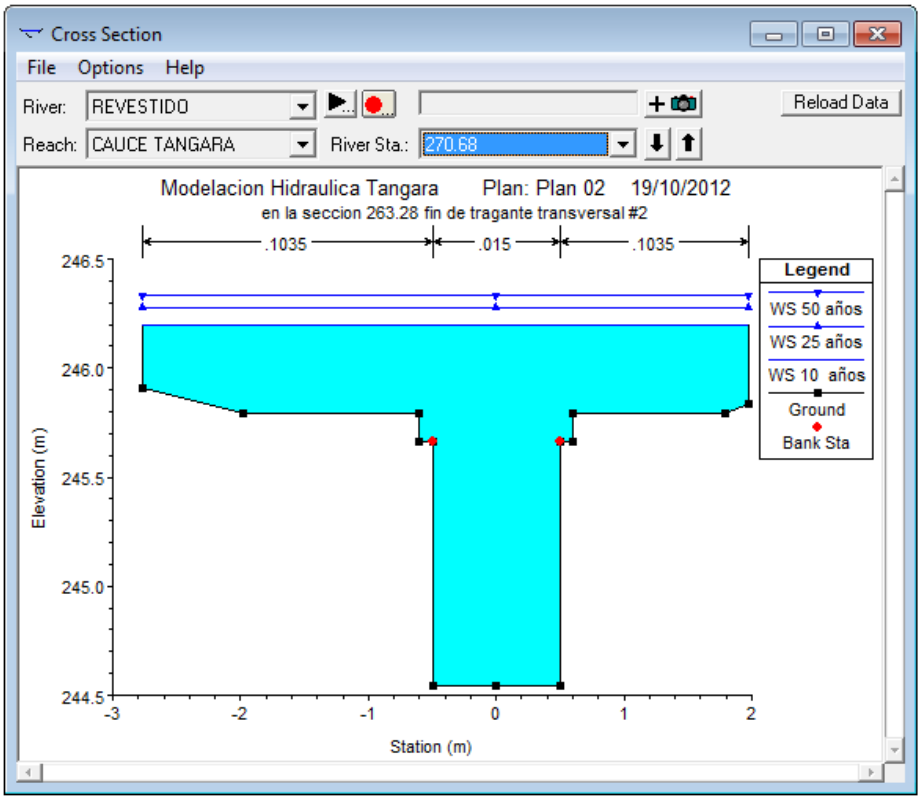


Figura N°43. Escenario 2 (Estación No. 270.68)

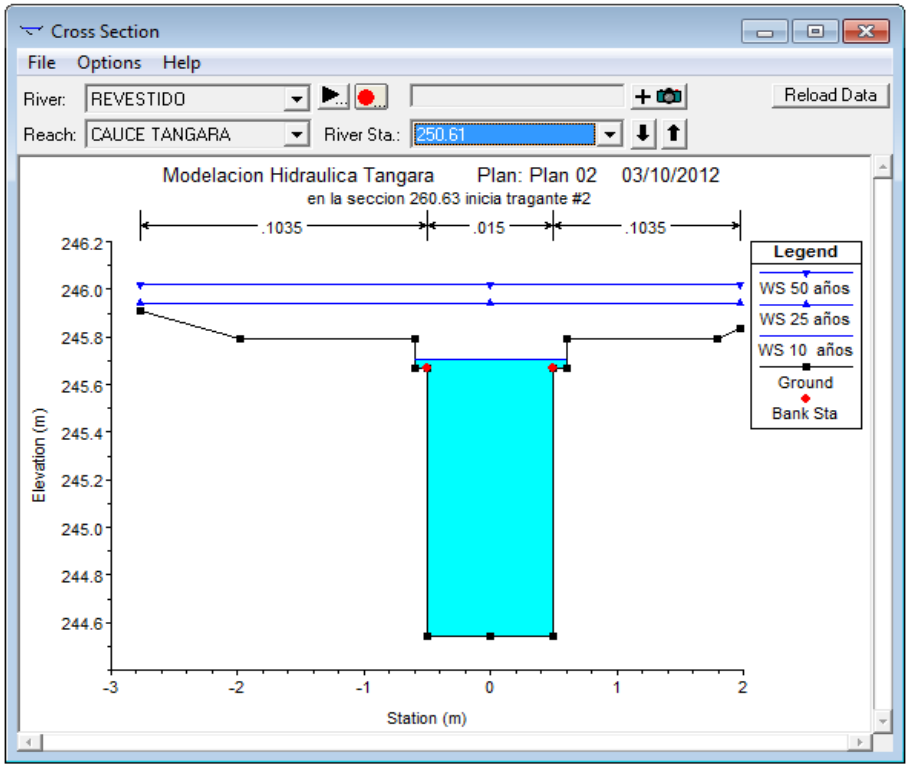


Figura N°44. Escenario 2 (Estación No. 250.61)

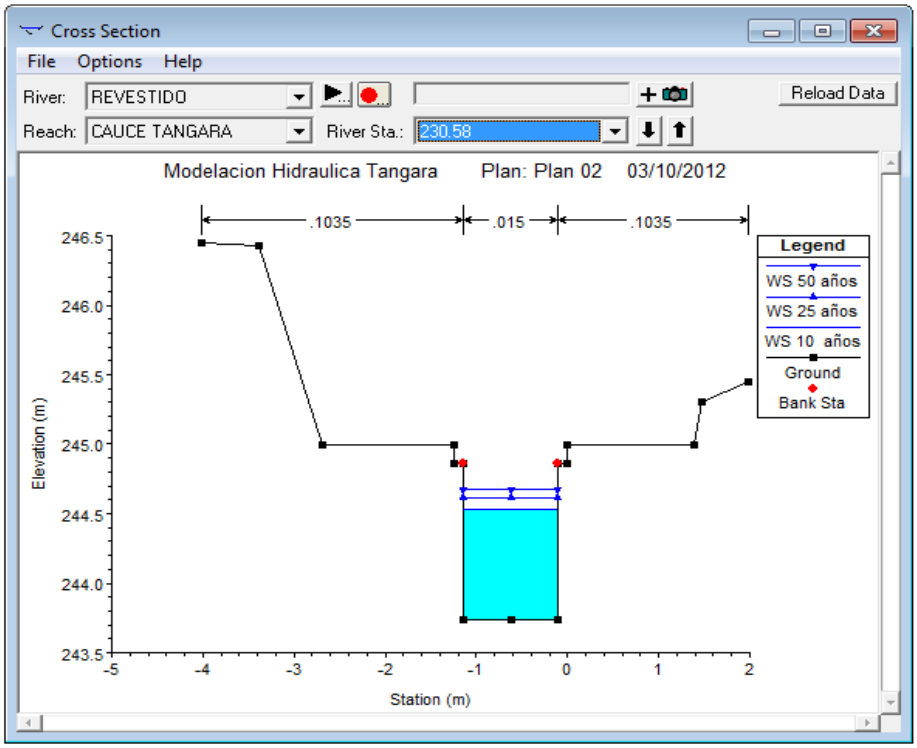


Figura N°45. Escenario 2 (Estación No. 230.58)

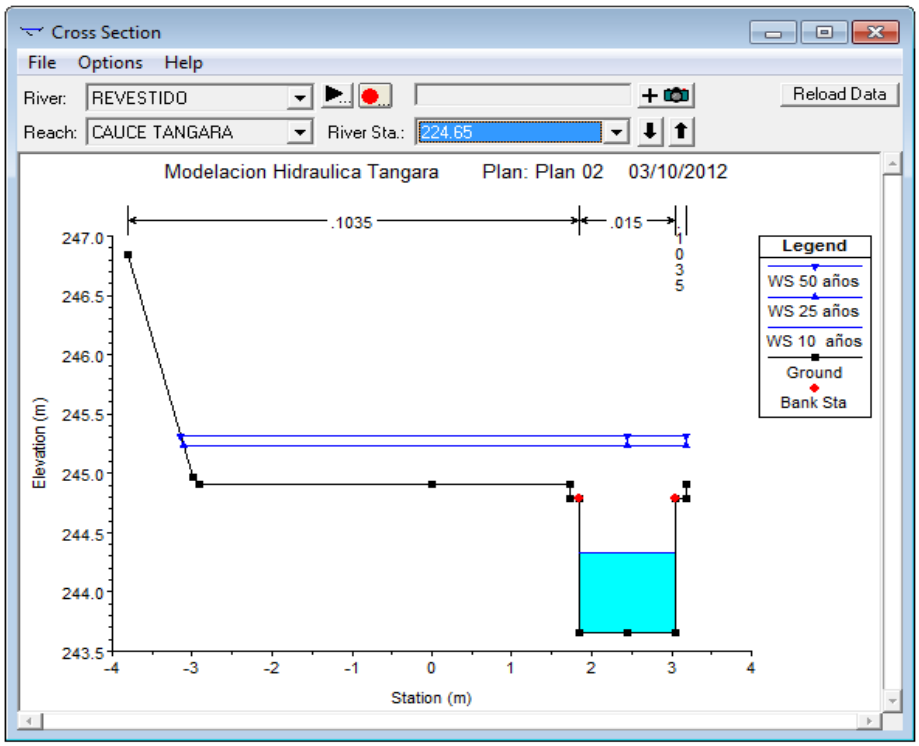


Figura N°46. Escenario 2 (Estación No. 224.65)

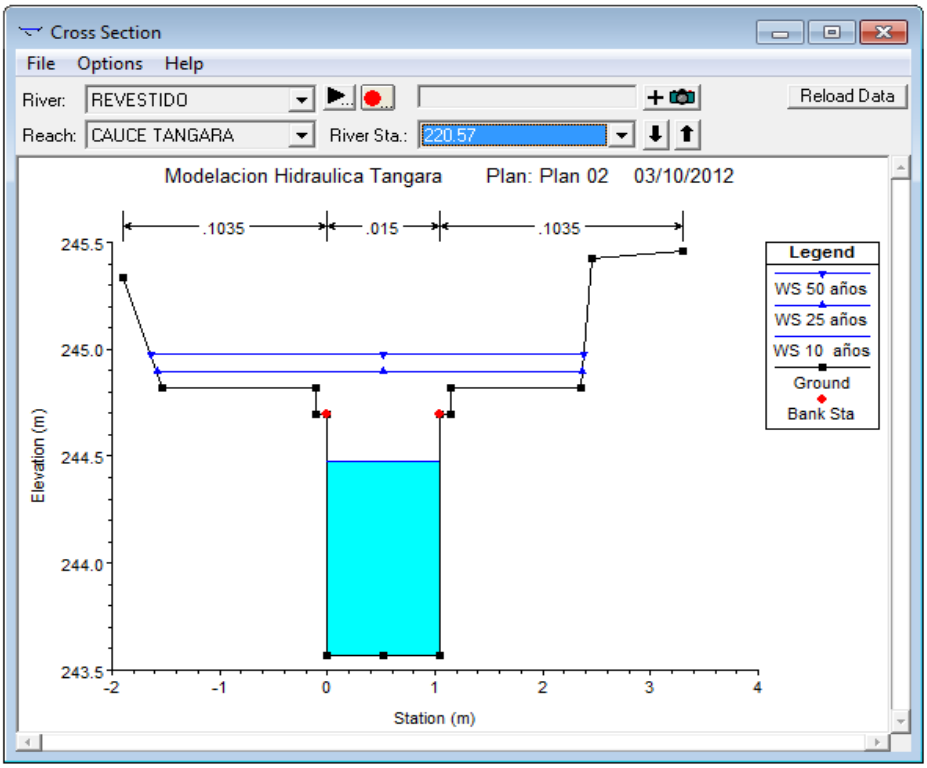


Figura N°47. Escenario 2 (Estación No. 220.57)

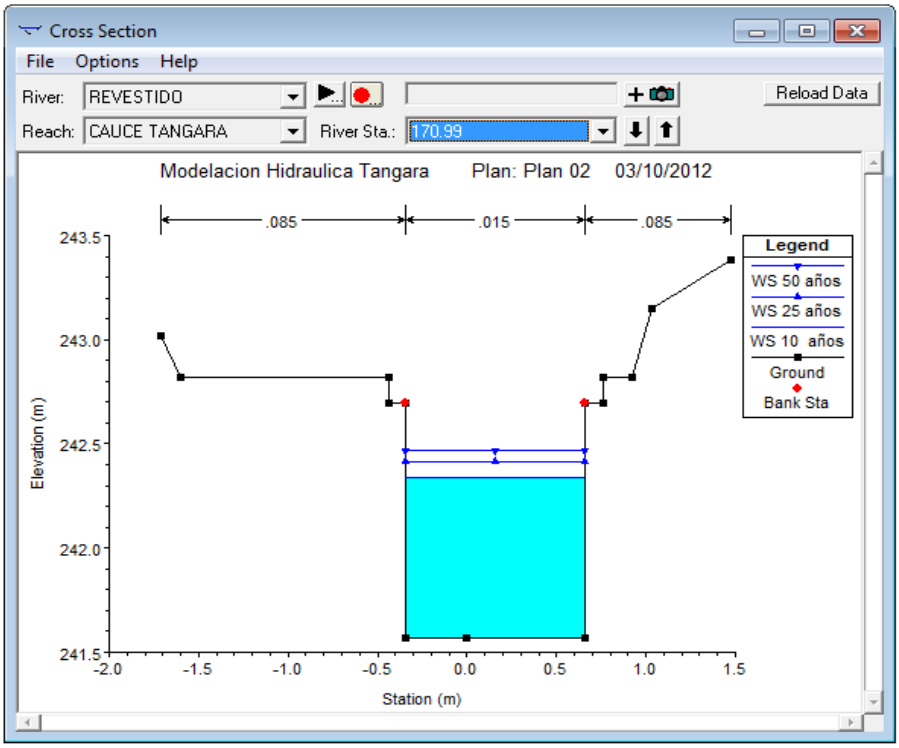


Figura N°48. Escenario 2 (Estación No. 170.99)

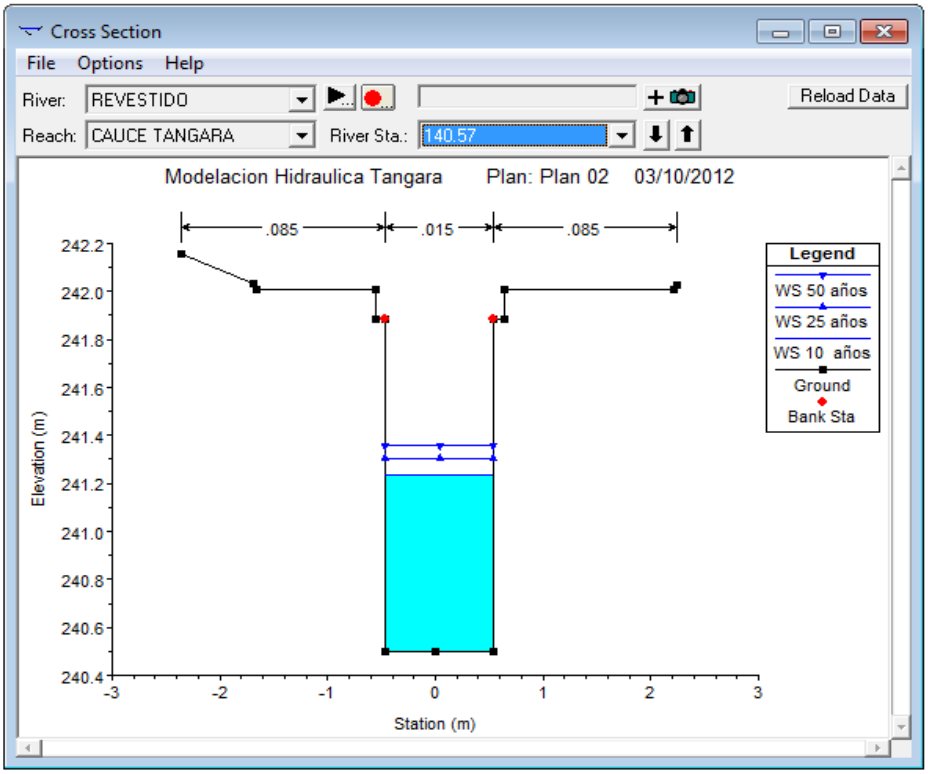


Figura N°49. Escenario 2 (Estación No. 140.57)

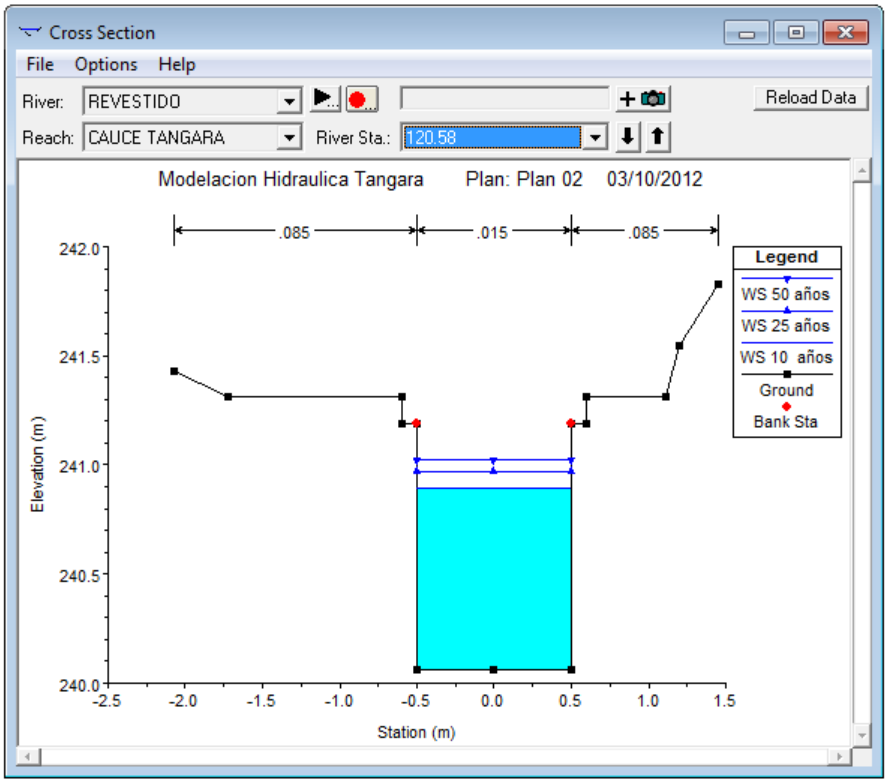


Figura N°50. Escenario 2 (Estación No. 120.51)

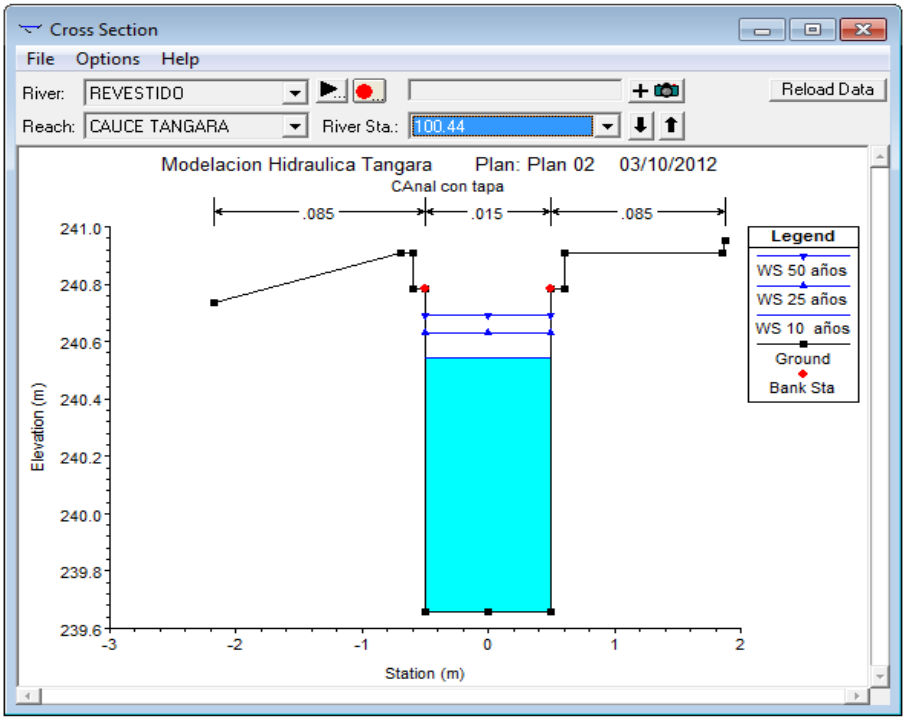


Figura N°51. Escenario 2 (Estación No. 100.44)

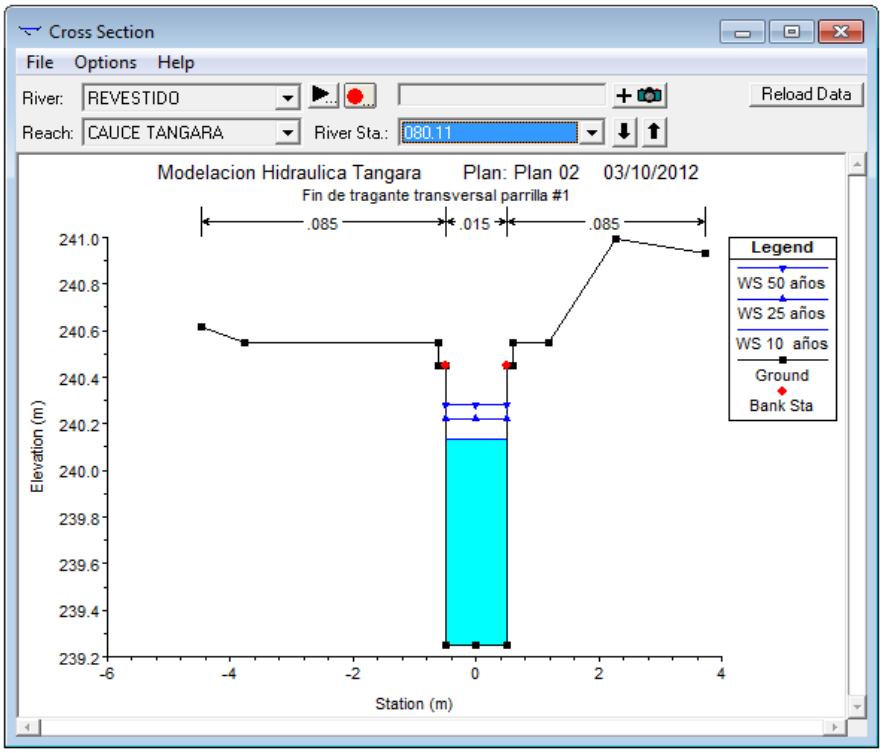


Figura N°52. Escenario 2 (Estación No. 80.11)

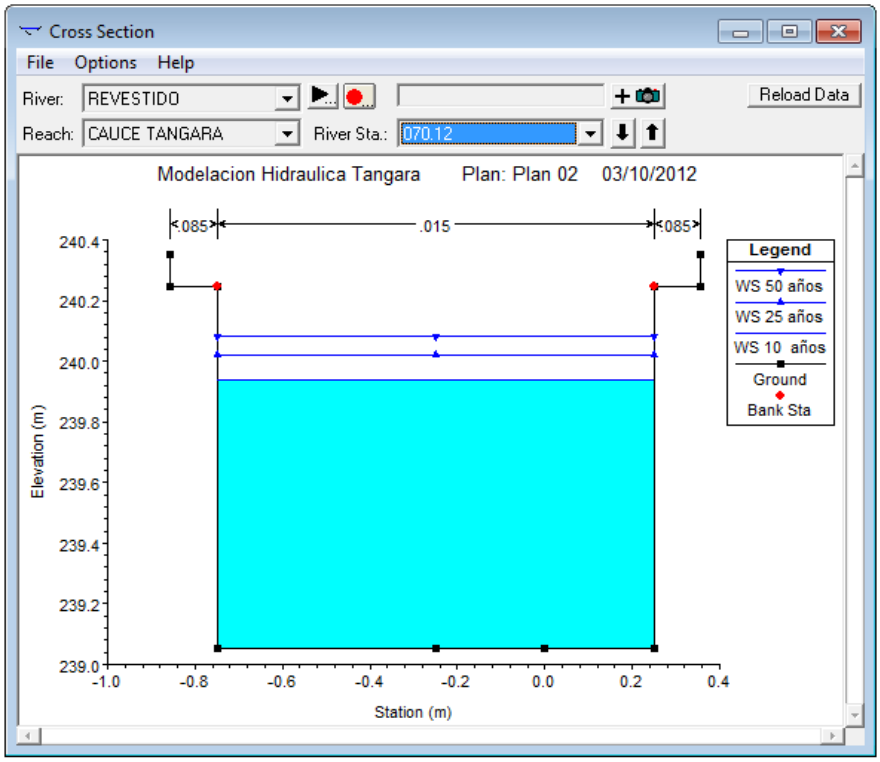


Figura N°53. Escenario 2 (Estación No. 70.116)

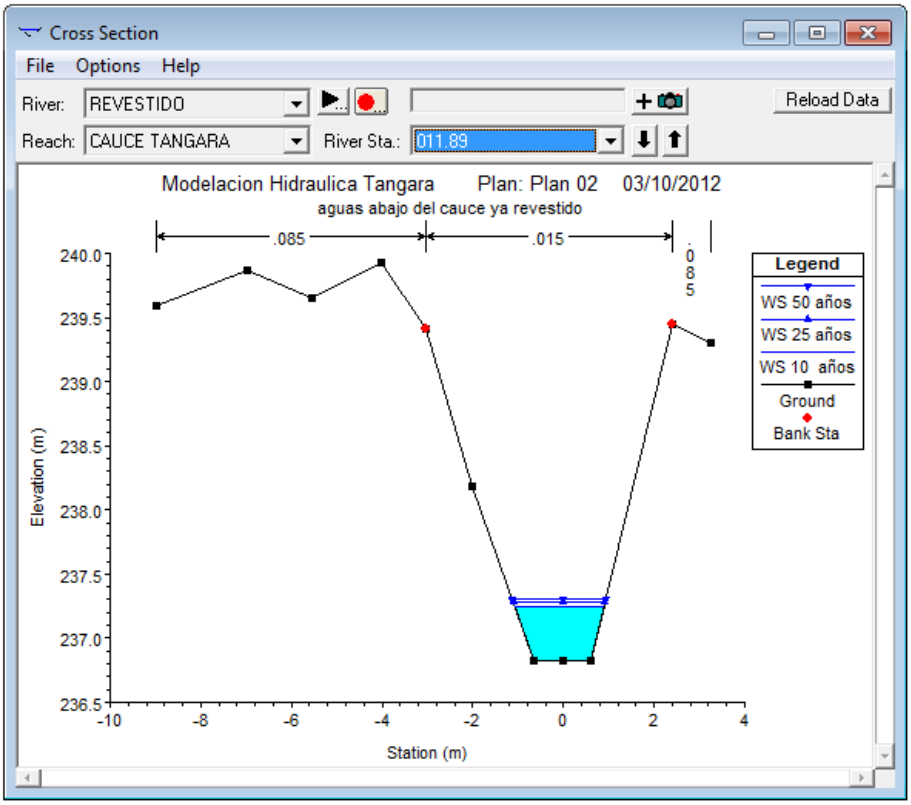


Figura N°54. Escenario 2 (Estación No. 11.89)

En las figuras de la 35 a la 54 se puede analizar lo siguiente:

1. En la estación 11.89 no se presentan cambios debido a que la sección transversal no sufrió modificación alguna.
2. Las estaciones 730.13, 590.84, 510.89, 481.02, 391.91, 370.51, 331.04, 310.95, 230.58, 170.99, 140.57, 120.51, 100.44, 80.11, 70.116 y 11.89 correspondientes al escenario 2, tienen capacidad para transportar todas las crecidas estimadas.
3. Las figuras N°46 y N°47 muestran que las secciones transversales construidas bajo dichas modificaciones, no tienen capacidad para transportar todos los caudales en crecidas excepto el caudal correspondiente a un período de retorno de 10 años.
4. La figura N°43 y N°44 evidencia que dicha sección transversal no tiene capacidad para transportar ninguna de las crecidas evaluadas.

Se estimó el área de posibles desbordamientos de la zona poblada utilizando los resultados del programa HEC-RAS con el análisis de 72 secciones en el canal. Se estimó el área de posibles inundaciones para un evento con períodos de recurrencia de 10, 25 y 50 años tanto en el cauce natural como en el cauce revestido; considerando las condiciones socioeconómicas del sector. (*Ver Figura N°55a y 55b*)

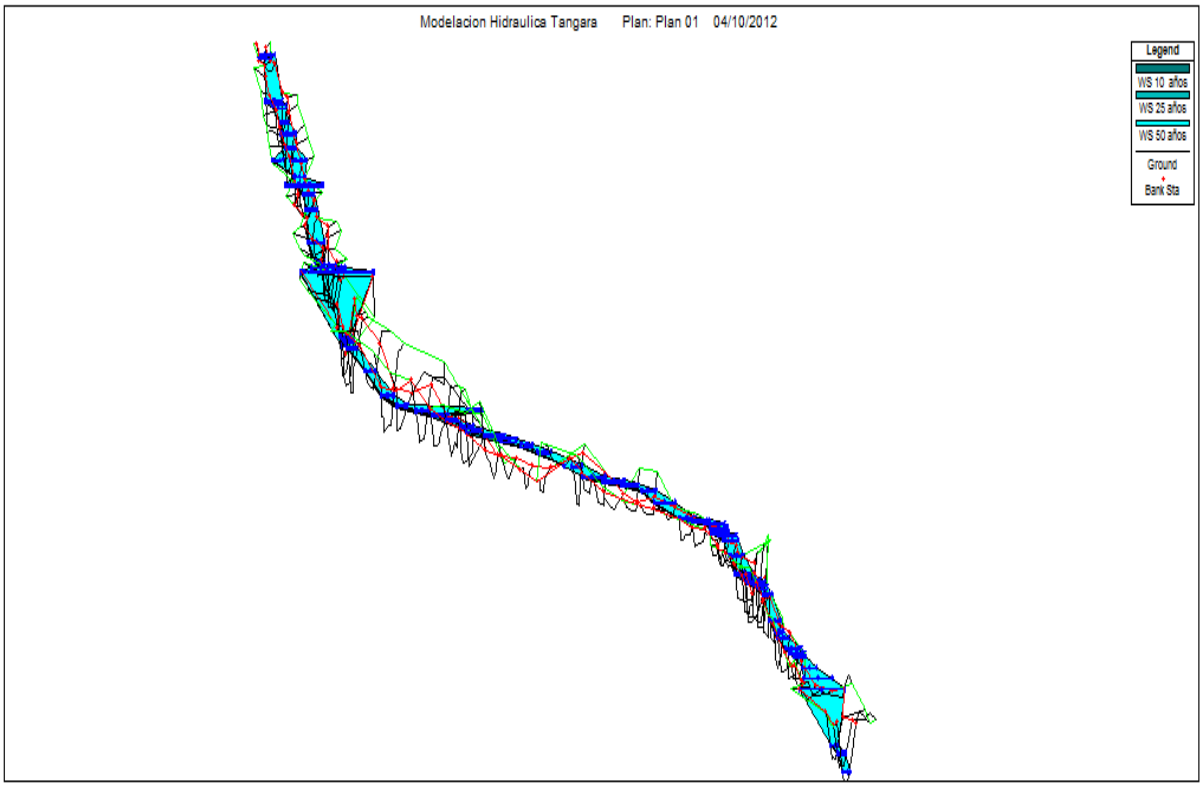


Figura N°55a. Resultado de superficie del agua para las secciones analizadas cauce natural

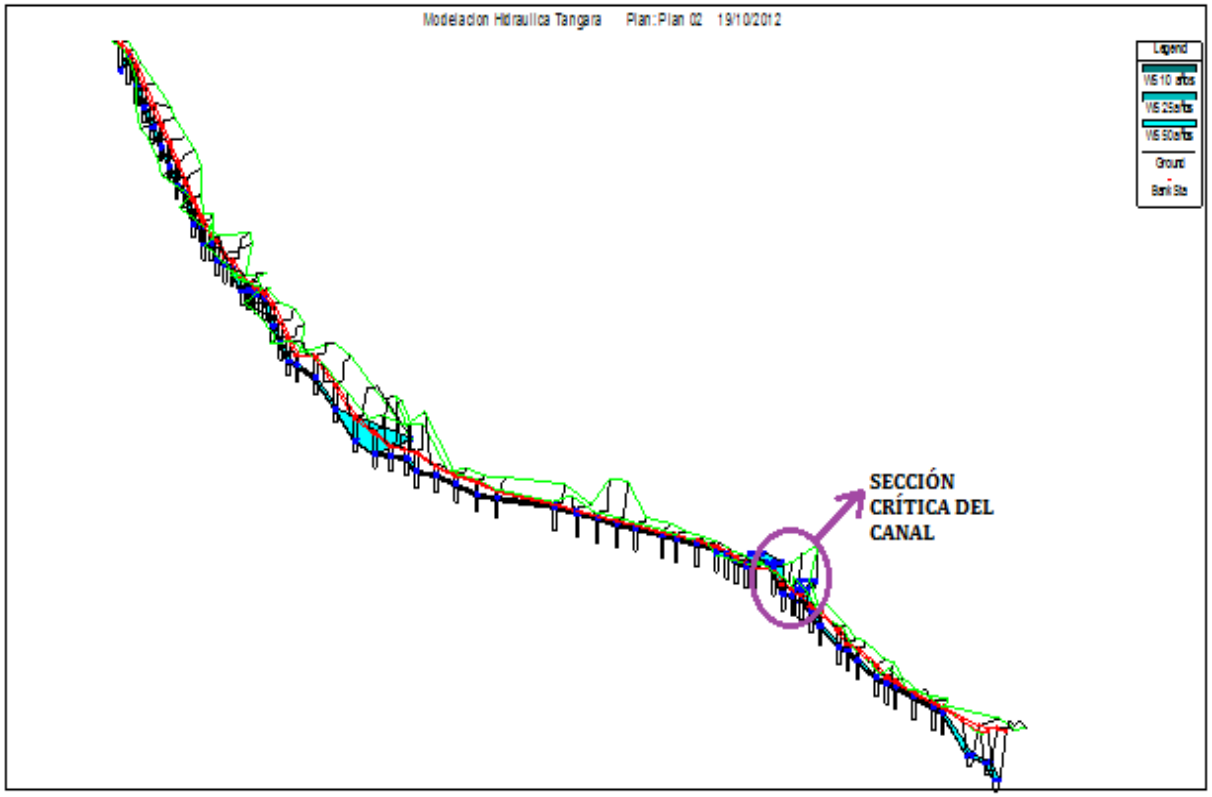


Figura N°55b. Resultado de superficie del agua para las secciones analizadas cauce revestido

Los cuadros proporcionan información más detallada sobre cada una de las secciones y perfiles estudiados y son imprescindibles a la hora de analizar resultados. Los cuadros de perfiles proporcionan información simultánea de un número limitado de variables para varias secciones transversales.

La Tabla N°16 proporciona un sumario de las principales variables hidráulicas obtenidas con el modelo para los puntos seleccionados en éste análisis, tales como: caudal total en la sección, mínima cota del cauce, cota de la lámina de agua calculada, calado crítico, altura de energía, pendiente de la línea de energía, velocidad media en el cauce, área de flujo activo en la sección, anchura de la superficie libre y número de Froude correspondiente al cauce.

Tabla N°16. Resultado de las principales variables hidráulicas.

Reach	River Sta	Profile	Q Total	Min Ch El	W.S.Elev	Crit.W.S	E.G.Elev	E.G.Slope	Vel Chnl	Flow Area	Top Width	Froude # Chl
			(m3/s)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m/m)	(m/s)	(m2)	(m)	
Cauce Natural	730.13	10 años	3.94	265.4	266.07	266.07	266.36	0.08371	2.4	1.64	2.85	1.01
Cauce Revest.	730.13	10 años	3.94	264.51	265.22	265.67	266.78	0.035131	5.52	0.71	1	2.09
Cauce Natural	730.13	25 años	4.41	265.4	266.11	266.11	266.43	0.083939	2.49	1.78	2.85	1
Cauce Revest.	730.13	25 años	4.41	264.51	265.29	265.76	266.91	0.034837	5.64	0.78	1	2.03
Cauce Natural	730.13	50 años	4.77	265.4	266.15	266.15	266.48	0.084574	2.55	1.87	2.85	1.01
Cauce Revest.	730.13	50 años	4.77	264.51	265.35	265.83	267.01	0.034498	5.71	0.84	1	1.99
Cauce Natural	590.84	10 años	3.94	255.83	257.43	256.82	257.49	0.000442	1.06	3.7	4.02	0.35
Cauce Revest.	590.84	10 años	3.94	256.04	256.8	257.2	258.15	0.02929	5.15	0.76	1.01	1.89
Cauce Natural	590.84	25 años	4.41	255.83	257.45	256.88	257.52	0.000531	1.17	3.77	4.05	0.39
Cauce Revest.	590.84	25 años	4.41	256.04	256.87	257.38	258.29	0.029486	5.28	0.84	1.01	1.85
Cauce Natural	590.84	50 años	4.77	255.83	257.47	256.92	257.54	0.000586	1.24	3.85	4.09	0.41
Cauce Revest.	590.84	50 años	4.77	256.04	256.92	257.48	258.39	0.029443	5.36	0.89	1.01	1.82
Cauce Natural	510.89	10 años	3.94	250.48	251.97	251.3	252.02	0.013633	0.93	4.21	4.04	0.29
Cauce Revest.	510.89	10 años	3.94	251.33	251.88	252.49	254.45	0.067374	7.1	0.55	1	3.04
Cauce Natural	510.89	25 años	4.41	250.48	252.04	251.34	252.09	0.01418	0.98	4.5	4.1	0.3
Cauce Revest.	510.89	25 años	4.41	251.33	251.94	252.58	254.62	0.066253	7.25	0.61	1	2.97
Cauce Natural	510.89	50 años	4.77	250.48	252.1	251.37	252.15	0.014586	1.01	4.72	4.14	0.3
Cauce Revest.	510.89	50 años	4.77	251.33	251.98	252.65	254.72	0.065249	7.34	0.65	1	2.9
Cauce Natural	481.02	10 años	3.94	249.93	251.22		251.26	0.016651	0.97	4.07	5.36	0.35
Cauce Revest.	481.02	10 años	3.94	249.44	249.97	250.6	252.77	0.0754	7.41	0.53	1	3.25
Cauce Natural	481.02	25 años	4.41	249.93	251.29		251.34	0.015856	0.99	4.45	5.47	0.35
Cauce Revest.	481.02	25 años	4.41	249.44	250.02	250.7	252.96	0.074756	7.59	0.58	1	3.18
Cauce Natural	481.02	50 años	4.77	249.93	251.34		251.39	0.015321	1.01	4.74	5.53	0.35
Cauce Revest.	481.02	50 años	4.77	249.44	250.06	250.76	253.09	0.074225	7.71	0.62	1	3.13

…. Continuación de la Tabla N°16

Reach	River Sta	Profile	Q Total	Min Ch El	W.S.Elev	Crit.W.S	E.G.Elev	E.G.Slope	Vel Chnl	Flow Area	Top Width	Froude # Chl
			(m3/s)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m/m)	(m/s)	(m2)	(m)	
Cauce Natural	391.91	10 años	3.94	247.58	248.79		248.83	0.039644	0.92	4.29	7.01	0.37
Cauce Revest.	391.91	10 años	3.94	246.96	247.91	248.13	248.79	0.017299	4.16	0.95	1	1.37
Cauce Natural	391.91	25 años	4.41	247.58	248.85		248.9	0.038398	0.93	4.73	7.3	0.37
Cauce Revest.	391.91	25 años	4.41	246.96	248	248.3	248.92	0.017366	4.26	1.04	1	1.33
Cauce Natural	391.91	50 años	4.77	247.58	248.9		248.94	0.037489	0.94	5.06	7.51	0.37
Cauce Revest.	391.91	50 años	4.77	246.96	248.06	248.38	249.02	0.017411	4.32	1.1	1	1.31
Cauce Natural	370.51	10 años	3.94	247.44	248.5		248.53	0.012238	0.87	4.9	5.68	0.28
Cauce Revest.	370.51	10 años	3.94	246.53	247.45	247.7	248.39	0.018748	4.3	0.92	1	1.43
Cauce Natural	370.51	25 años	4.41	247.44	248.56		248.6	0.012576	0.92	5.23	5.7	0.29
Cauce Revest.	370.51	25 años	4.41	246.53	247.53	247.9	248.52	0.018768	4.39	1	1	1.4
Cauce Natural	370.51	50 años	4.77	247.44	248.6		248.64	0.012807	0.95	5.47	5.72	0.29
Cauce Revest.	370.51	50 años	4.77	246.53	247.6	247.98	248.61	0.01878	4.46	1.07	1	1.37
Cauce Natural	331.04	10 años	3.94	245.99	247.08		247.12	0.010474	0.98	4.17	6.58	0.34
Cauce Revest.	331.04	10 años	3.94	245.75	246.66	246.92	247.61	0.018783	4.3	0.91	1	1.44
Cauce Natural	331.04	25 años	4.41	245.99	247.13		247.18	0.010303	1.02	4.55	6.58	0.34
Cauce Revest.	331.04	25 años	4.41	245.75	246.75	247.23	247.74	0.018844	4.4	1	1	1.4
Cauce Natural	331.04	50 años	4.77	245.99	247.18		247.23	0.010161	1.04	4.83	6.58	0.34
Cauce Revest.	331.04	50 años	4.77	245.75	246.82	247.27	247.84	0.018881	4.47	1.07	1	1.38
Cauce Natural	310.95	10 años	3.94	245.3	246.81		246.87	0.017833	1.07	3.66	5.25	0.41
Cauce Revest.	310.95	10 años	3.94	245.35	246.26	246.52	247.21	0.018883	4.31	0.91	1	1.44
Cauce Natural	310.95	25 años	4.41	245.3	246.87		246.94	0.01729	1.1	3.99	5.28	0.41
Cauce Revest.	310.95	25 años	4.41	245.35	246.35	246.79	247.34	0.018941	4.41	1	1	1.41
Cauce Natural	310.95	50 años	4.77	245.3	246.92		246.98	0.016949	1.13	4.24	5.28	0.4
Cauce Revest.	310.95	50 años	4.77	245.35	246.42	246.85	247.44	0.018974	4.48	1.07	1	1.38

…. Continuación de la Tabla N°16

Reach	River Sta	Profile	Q Total	Min Ch El	W.S.Elev	Crit.W.S	E.G.Elev	E.G.Slope	Vel Chnl	Flow Area	Top Width	Froude # Chl
			(m3/s)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m/m)	(m/s)	(m2)	(m)	
Cauce Natural	270.68	10 años	3.94	244.93	245.76	245.76	246.02	0.164947	2.25	1.75	3.53	1
Cauce Revest.	270.68	10 años	3.94	244.54	246.19	245.71	246.41	0.002611	2.17	3.14	4.74	0.54
Cauce Natural	270.68	25 años	4.41	244.93	245.81	245.81	246.08	0.153924	2.3	1.93	4	0.98
Cauce Revest.	270.68	25 años	4.41	244.54	246.28	245.94	246.51	0.002678	2.27	3.53	4.74	0.55
Cauce Natural	270.68	50 años	4.77	244.93	245.85	245.85	246.12	0.144972	2.33	2.09	4.34	0.96
Cauce Revest.	270.68	50 años	4.77	244.54	246.33	246.02	246.58	0.002744	2.35	3.8	4.74	0.56
Cauce Natural	250.61	10 años	3.94	243.93	245.01	244.41	245.04	0.009982	0.8	4.92	5.37	0.27
Cauce Revest.	250.61	10 años	3.94	244.54	245.71	245.71	246.29	0.010006	3.37	1.18	1.2	1
Cauce Natural	250.61	25 años	4.41	243.93	245.1	244.44	245.13	0.009396	0.81	5.44	5.49	0.26
Cauce Revest.	250.61	25 años	4.41	244.54	245.94	245.94	246.41	0.006526	3.07	1.94	4.74	0.83
Cauce Natural	250.61	50 años	4.77	243.93	245.17	244.47	245.2	0.00906	0.82	5.82	5.57	0.26
Cauce Revest.	250.61	50 años	4.77	244.54	246.02	246.02	246.48	0.006121	3.09	2.31	4.74	0.81
Cauce Natural	230.58	10 años	3.94	243.19	244.76		244.79	0.008339	0.79	4.97	3.91	0.22
Cauce Revest.	230.58	10 años	3.94	243.74	244.53	244.88	245.69	0.023944	4.77	0.83	1.04	1.71
Cauce Natural	230.58	25 años	4.41	243.19	244.86		244.9	0.008242	0.82	5.36	3.98	0.22
Cauce Revest.	230.58	25 años	4.41	243.74	244.61	245.07	245.82	0.023822	4.87	0.91	1.04	1.67
Cauce Natural	230.58	50 años	4.77	243.19	244.93		244.97	0.008176	0.85	5.64	4.03	0.23
Cauce Revest.	230.58	50 años	4.77	243.74	244.67	245.16	245.9	0.023439	4.91	0.97	1.04	1.62
Cauce Natural	224.65	10 años	3.94	243.1	244.73		244.75	0.005822	0.67	5.9	5.25	0.2
Cauce Revest.	224.65	10 años	3.94	243.66	244.33	244.68	245.54	0.024814	4.88	0.81	1.21	1.91
Cauce Natural	224.65	25 años	4.41	243.1	244.83		244.85	0.005777	0.69	6.43	5.42	0.2
Cauce Revest.	224.65	25 años	4.41	243.66	245.23	244.76	245.45	0.002302	2.15	3.53	6.28	0.55
Cauce Natural	224.65	50 años	4.77	243.1	244.9		244.92	0.005767	0.7	6.81	5.54	0.2
Cauce Revest.	224.65	50 años	4.77	243.66	245.31	244.83	245.53	0.002161	2.15	4.06	6.31	0.53

... Continuación de la Tabla N°16

Reach	River Sta	Profile	Q Total	Min Ch El	W.S.Elev	Crit.W.S	E.G.Elev	E.G.Slope	Vel Chnl	Flow Area	Top Width	Froude # Chl
			(m3/s)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m/m)	(m/s)	(m2)	(m)	
Cauce Natural	220.57	10 años	3.94	243.06	244.69		244.72	0.007597	0.84	4.79	3.77	0.22
Cauce Revest.	220.57	10 años	3.94	243.57	244.48	244.71	245.36	0.017106	4.17	0.94	1.04	1.4
Cauce Natural	220.57	25 años	4.41	243.06	244.78		244.82	0.007608	0.88	5.16	3.85	0.23
Cauce Revest.	220.57	25 años	4.41	243.57	244.89	244.89	245.41	0.007285	3.18	1.61	3.95	0.88
Cauce Natural	220.57	50 años	4.77	243.06	244.85		244.9	0.007648	0.91	5.43	3.91	0.23
Cauce Revest.	220.57	50 años	4.77	243.57	244.98	244.98	245.48	0.006712	3.19	1.95	4.02	0.86
Cauce Natural	170.99	10 años	3.94	241.26	242.77		242.9	0.038229	1.62	2.43	2.47	0.52
Cauce Revest.	170.99	10 años	3.94	241.57	242.34	242.74	243.67	0.028868	5.11	0.77	1	1.86
Cauce Natural	170.99	25 años	4.41	241.26	242.84		242.99	0.039243	1.68	2.62	2.54	0.53
Cauce Revest.	170.99	25 años	4.41	241.57	242.41	242.9	243.81	0.028881	5.23	0.84	1	1.82
Cauce Natural	170.99	50 años	4.77	241.26	242.9		243.05	0.040066	1.73	2.76	2.59	0.53
Cauce Revest.	170.99	50 años	4.77	241.57	242.47	242.98	243.9	0.028738	5.3	0.9	1	1.78
Cauce Natural	140.57	10 años	3.94	240.96	242.19		242.25	0.016085	1.15	3.47	4.59	0.39
Cauce Revest.	140.57	10 años	3.94	240.5	241.24	241.66	242.69	0.032373	5.35	0.74	1	1.99
Cauce Natural	140.57	25 años	4.41	240.96	242.25		242.33	0.015894	1.19	3.77	4.59	0.39
Cauce Revest.	140.57	25 años	4.41	240.5	241.31	241.75	242.83	0.032318	5.47	0.81	1	1.95
Cauce Natural	140.57	50 años	4.77	240.96	242.3		242.38	0.015758	1.22	4	4.59	0.39
Cauce Revest.	140.57	50 años	4.77	240.5	241.36	241.82	242.93	0.032322	5.56	0.86	1	1.92
Cauce Natural	120.51	10 años	3.94	240.69	241.85		241.93	0.018188	1.26	3.16	3.52	0.41
Cauce Revest.	120.51	10 años	3.94	240.06	240.89	241.23	242.03	0.023704	4.73	0.83	1	1.65
Cauce Natural	120.51	25 años	4.41	240.69	241.91		242	0.018635	1.32	3.39	3.52	0.42
Cauce Revest.	120.51	25 años	4.41	240.06	240.97	241.42	242.18	0.024232	4.88	0.9	1	1.64
Cauce Natural	120.51	50 años	4.77	240.69	241.96		242.05	0.018928	1.36	3.56	3.52	0.42
Cauce Revest.	120.51	50 años	4.77	240.06	241.03	241.5	242.27	0.024154	4.94	0.97	1	1.6

…. Continuación de la Tabla N°16

Reach	River Sta	Profile	Q Total	Min Ch El	W.S.Elev	Crit.W.S	E.G.Elev	E.G.Slope	Vel Chnl	Flow Area	Top Width	Froude # Chl
			(m3/s)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m/m)	(m/s)	(m2)	(m)	
Cauce Natural	100.44	10 años	3.94	240.56	241.47		241.54	0.020023	1.19	3.31	4.05	0.42
Cauce Revest.	100.44	10 años	3.94	239.66	240.54	240.85	241.55	0.020414	4.45	0.88	1	1.51
Cauce Natural	100.44	25 años	4.41	240.56	241.52		241.6	0.02127	1.26	3.51	4.05	0.43
Cauce Revest.	100.44	25 años	4.41	239.66	240.63	241.05	241.69	0.020519	4.56	0.97	1	1.48
Cauce Natural	100.44	50 años	4.77	240.56	241.55		241.64	0.022179	1.31	3.65	4.05	0.44
Cauce Revest.	100.44	50 años	4.77	239.66	240.69	241.12	241.78	0.020475	4.62	1.03	1	1.45
Cauce Natural	80.11	10 años	3.94	240.37	241.11	240.83	241.16	0.017185	0.93	4.23	8.22	0.41
Cauce Revest.	80.11	10 años	3.94	239.25	240.13	240.41	241.14	0.020414	4.45	0.88	1	1.51
Cauce Natural	80.11	25 años	4.41	240.37	241.14	240.86	241.19	0.017883	0.98	4.48	8.22	0.43
Cauce Revest.	80.11	25 años	4.41	239.25	240.22	240.47	241.28	0.020519	4.56	0.97	1	1.48
Cauce Natural	80.11	50 años	4.77	240.37	241.17	240.88	241.22	0.018456	1.02	4.67	8.22	0.43
Cauce Revest.	80.11	50 años	4.77	239.25	240.28	240.79	241.37	0.020475	4.62	1.03	1	1.45
Cauce Natural	70.116	10 años	3.94	240.26	240.67	240.67	240.78	0.12515	1.46	2.69	12.81	1.02
Cauce Revest.	70.116	10 años	3.94	239.05	239.94	240.21	240.94	0.020396	4.45	0.88	1	1.51
Cauce Natural	70.116	25 años	4.41	240.26	240.69	240.69	240.81	0.125074	1.52	2.89	12.94	1.03
Cauce Revest.	70.116	25 años	4.41	239.05	240.02	240.31	241.08	0.020501	4.56	0.97	1	1.48
Cauce Natural	70.116	50 años	4.77	240.26	240.7	240.7	240.83	0.124238	1.57	3.05	13.03	1.03
Cauce Revest.	70.116	50 años	4.77	239.05	240.08	240.38	241.17	0.020457	4.62	1.03	1	1.45
Cauce Natural	11.89	10 años	3.94	236.82	237.27	237.65	238.73	0.031797	5.35	0.74	2.01	2.83
Cauce Revest.	11.89	10 años	3.94	236.82	237.25	237.65	238.91	0.038002	5.7	0.69	1.97	3.08
Cauce Natural	11.89	25 años	4.41	236.82	237.31	237.7	238.83	0.030638	5.46	0.81	2.07	2.79
Cauce Revest.	11.89	25 años	4.41	236.82	237.28	237.7	239.04	0.037494	5.87	0.75	2.03	3.07
Cauce Natural	11.89	50 años	4.77	236.82	237.34	237.74	238.89	0.029866	5.53	0.86	2.12	2.76
Cauce Revest.	11.89	50 años	4.77	236.82	237.31	237.74	239.13	0.037182	5.98	0.8	2.06	3.07

La Tabla N°17 proporciona información sobre la distribución de flujo en la margen izquierda, cauce y margen derecha. Esta tabla muestra también el valor de las pérdidas por fricción y por contracción o expansión que tienen lugar.

Tabla N°17. Resultados de la distribución de flujo en los puntos de análisis.

Plan	River Sta	Profile	E.G.Elev	W.S.Elev	Vel Head	Frctn Loss	C&E Loss	Q Left	Q Channel	Q Right	Top Width
			(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m3/s)	(m3/s)	(m3/s)	(m)
Cauce Natural	730.13	10 años	266.36	266.07	0.29	0.14	0.08		3.94		2.85
Cauce Revest.	730.13	10 años	266.78	265.22	1.55	0.18	0.1		3.94		1
Cauce Natural	730.13	25 años	266.43	266.11	0.31	0.14	0.09		4.41		2.85
Cauce Revest.	730.13	25 años	266.91	265.29	1.62	0.18	0.1		4.41		1
Cauce Natural	730.13	50 años	266.48	266.15	0.33	0.14	0.09		4.77		2.85
Cauce Revest.	730.13	50 años	267.01	265.35	1.66	0.18	0.1		4.77		1
Cauce Natural	590.84	10 años	257.49	257.43	0.06	0	0		3.94		4.02
Cauce Revest.	590.84	10 años	258.15	256.8	1.35	0.3	0.16		3.94		1.01
Cauce Natural	590.84	25 años	257.52	257.45	0.07	0	0		4.41		4.05
Cauce Revest.	590.84	25 años	258.29	256.87	1.42	0.3	0.17		4.41		1.01
Cauce Natural	590.84	50 años	257.54	257.47	0.08	0	0		4.77		4.09
Cauce Revest.	590.84	50 años	258.39	256.92	1.47	0.29	0.18		4.77		1.01
Cauce Natural	510.89	10 años	252.02	251.97	0.04	0.28	0.01		3.94		4.04
Cauce Revest.	510.89	10 años	254.45	251.88	2.57	0.54	0.07		3.94		1
Cauce Natural	510.89	25 años	252.09	252.04	0.05	0.29	0.01		4.41		4.1
Cauce Revest.	510.89	25 años	254.62	251.94	2.68	0.54	0.07		4.41		1
Cauce Natural	510.89	50 años	252.15	252.1	0.05	0.3	0.01		4.77		4.14
Cauce Revest.	510.89	50 años	254.72	251.98	2.74	0.53	0.07		4.77		1
Cauce Natural	481.02	10 años	251.26	251.22	0.05	0.2	0		3.94		5.36
Cauce Revest.	481.02	10 años	252.77	249.97	2.8	0.78	0.09		3.94		1
Cauce Natural	481.02	25 años	251.34	251.29	0.05	0.2	0	0	4.41		5.47
Cauce Revest.	481.02	25 años	252.96	250.02	2.94	0.77	0.09		4.41		1
Cauce Natural	481.02	50 años	251.39	251.34	0.05	0.19	0	0	4.77		5.53
Cauce Revest.	481.02	50 años	253.09	250.06	3.03	0.76	0.08		4.77		1

…. Continuación de la Tabla N°17

Plan	River Sta	Profile	E.G.Elev	W.S.Elev	Vel Head	Frctn Loss	C&E Loss	Q Left	Q Channel	Q Right	Top Width
			(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m3/s)	(m3/s)	(m3/s)	(m)
Cauce Natural	391.91	10 años	248.83	248.79	0.04	0.19	0.01		3.94		7.01
Cauce Revest.	391.91	10 años	248.79	247.91	0.88	0.64	0.15		3.94		1
Cauce Natural	391.91	25 años	248.9	248.85	0.04	0.19	0.01		4.41		7.3
Cauce Revest.	391.91	25 años	248.92	248	0.92	0.64	0.16		4.41		1
Cauce Natural	391.91	50 años	248.94	248.9	0.05	0.19	0.01		4.77		7.51
Cauce Revest.	391.91	50 años	249.02	248.06	0.95	0.65	0.17		4.77		1
Cauce Natural	370.51	10 años	248.53	248.5	0.04	0.18	0	0.02	3.56	0.36	5.68
Cauce Revest.	370.51	10 años	248.39	247.45	0.94	0.18	0		3.94		1
Cauce Natural	370.51	25 años	248.6	248.56	0.04	0.19	0	0.03	3.97	0.41	5.7
Cauce Revest.	370.51	25 años	248.52	247.53	0.98	0.18	0		4.41		1
Cauce Natural	370.51	50 años	248.64	248.6	0.04	0.19	0	0.03	4.29	0.45	5.72
Cauce Revest.	370.51	50 años	248.61	247.6	1.01	0.18	0		4.77		1
Cauce Natural	331.04	10 años	247.12	247.08	0.05	0.11	0	0.01	3.88	0.05	6.58
Cauce Revest.	331.04	10 años	247.61	246.66	0.94	0.13	0		3.94		1
Cauce Natural	331.04	25 años	247.18	247.13	0.05	0.11	0	0.03	4.3	0.09	6.58
Cauce Revest.	331.04	25 años	247.74	246.75	0.99	0.13	0		4.41		1
Cauce Natural	331.04	50 años	247.23	247.18	0.05	0.11	0	0.04	4.62	0.12	6.58
Cauce Revest.	331.04	50 años	247.84	246.82	1.02	0.13	0		4.77		1
Cauce Natural	310.95	10 años	246.87	246.81	0.06	0.15	0		3.94		5.25
Cauce Revest.	310.95	10 años	247.21	246.26	0.95	0.19	0		3.94		1
Cauce Natural	310.95	25 años	246.94	246.87	0.06	0.15	0		4.41		5.28
Cauce Revest.	310.95	25 años	247.34	246.35	0.99	0.19	0		4.41		1
Cauce Natural	310.95	50 años	246.98	246.92	0.06	0.15	0		4.77		5.28
Cauce Revest.	310.95	50 años	247.44	246.42	1.02	0.19	0		4.77		1

…. Continuación de la Tabla N°17

Plan	River Sta	Profile	E.G.Elev (m)	W.S.Elev (m)	Vel Head (m)	Frctn Loss (m)	C&E Loss (m)	Q Left (m3/s)	Q Channel (m3/s)	Q Right (m3/s)	Top Width (m)
Cauce Natural	270.68	10 años	246.02	245.76	0.26	0.52	0.07		3.94	0	3.53
Cauce Revest.	270.68	10 años	246.41	246.19	0.22	0.09	0.04	0.21	3.59	0.14	4.74
Cauce Natural	270.68	25 años	246.08	245.81	0.27	0.49	0.07	0	4.4	0.01	4
Cauce Revest.	270.68	25 años	246.51	246.28	0.24	0.08	0.02	0.28	3.95	0.18	4.74
Cauce Natural	270.68	50 años	246.12	245.85	0.28	0.47	0.07	0.01	4.75	0.02	4.34
Cauce Revest.	270.68	50 años	246.58	246.33	0.25	0.08	0.02	0.34	4.21	0.22	4.74
Cauce Natural	250.61	10 años	245.04	245.01	0.03	0.13	0		3.94		5.37
Cauce Revest.	250.61	10 años	246.29	245.71	0.58	0.1	0.01	0	3.94	0	1.2
Cauce Natural	250.61	25 años	245.13	245.1	0.03	0.12	0		4.41		5.49
Cauce Revest.	250.61	25 años	246.41	245.94	0.47	0.08	0.01	0.06	4.3	0.05	4.74
Cauce Natural	250.61	50 años	245.2	245.17	0.03	0.12	0		4.77		5.57
Cauce Revest.	250.61	50 años	246.48	246.02	0.46	0.07	0.01	0.12	4.56	0.09	4.74
Cauce Natural	230.58	10 años	244.79	244.76	0.03	0.04	0		3.94	0	3.91
Cauce Revest.	230.58	10 años	245.69	244.53	1.16	0.27	0.08		3.94		1.04
Cauce Natural	230.58	25 años	244.9	244.86	0.03	0.04	0	0	4.41	0	3.98
Cauce Revest.	230.58	25 años	245.82	244.61	1.21	0.27	0.09		4.41		1.04
Cauce Natural	230.58	50 años	244.97	244.93	0.04	0.04	0	0	4.77	0	4.03
Cauce Revest.	230.58	50 años	245.9	244.67	1.23	0.26	0.09		4.77		1.04
Cauce Natural	224.65	10 años	244.75	244.73	0.02	0.03	0		3.94		5.25
Cauce Revest.	224.65	10 años	245.54	244.33	1.21	0.14	0.01		3.94		1.21
Cauce Natural	224.65	25 años	244.85	244.83	0.02	0.03	0		4.41		5.42
Cauce Revest.	224.65	25 años	245.45	245.23	0.22	0.02	0.03	0.33	4.08	0.01	6.28
Cauce Natural	224.65	50 años	244.92	244.9	0.03	0.03	0		4.77		5.54
Cauce Revest.	224.65	50 años	245.53	245.31	0.21	0.01	0.03	0.46	4.31	0.01	6.31

…. Continuación de la Tabla N°17

Plan	River Sta	Profile	E.G.Elev (m)	W.S.Elev (m)	Vel Head (m)	Frctn Loss (m)	C&E Loss (m)	Q Left (m3/s)	Q Channel (m3/s)	Q Right (m3/s)	Top Width (m)
Cauce Natural	220.57	10 años	244.72	244.69	0.04	0.11	0	0.06	3.88	0	3.77
Cauce Revest.	220.57	10 años	245.36	244.48	0.89	0.08	0.1		3.94		1.04
Cauce Natural	220.57	25 años	244.82	244.78	0.04	0.11	0	0.08	4.33	0	3.85
Cauce Revest.	220.57	25 años	245.41	244.89	0.51	0.08	0	0.02	4.38	0.02	3.95
Cauce Natural	220.57	50 años	244.9	244.85	0.04	0.11	0	0.1	4.67	0	3.91
Cauce Revest.	220.57	50 años	245.48	244.98	0.51	0.07	0.01	0.06	4.67	0.05	4.02
Cauce Natural	170.99	10 años	242.9	242.77	0.13	0.27	0.02		3.94		2.47
Cauce Revest.	170.99	10 años	243.67	242.34	1.33	0.31	0.09		3.94		1
Cauce Natural	170.99	25 años	242.99	242.84	0.14	0.28	0.02		4.41		2.54
Cauce Revest.	170.99	25 años	243.81	242.41	1.39	0.31	0.08		4.41		1
Cauce Natural	170.99	50 años	243.05	242.9	0.15	0.29	0.02		4.77		2.59
Cauce Revest.	170.99	50 años	243.9	242.47	1.43	0.31	0.08		4.77		1
Cauce Natural	140.57	10 años	242.25	242.19	0.07	0.17	0	0.02	3.92		4.59
Cauce Revest.	140.57	10 años	242.69	241.24	1.46	0.65	0		3.94		1
Cauce Natural	140.57	25 años	242.33	242.25	0.07	0.17	0	0.04	4.37		4.59
Cauce Revest.	140.57	25 años	242.83	241.31	1.53	0.64	0		4.41		1
Cauce Natural	140.57	50 años	242.38	242.3	0.07	0.17	0	0.06	4.71		4.59
Cauce Revest.	140.57	50 años	242.93	241.36	1.58	0.64	0		4.77		1
Cauce Natural	120.51	10 años	241.93	241.85	0.08	0.38	0		3.92	0.01	3.52
Cauce Revest.	120.51	10 años	242.03	240.89	1.14	0.23	0.04		3.94		1
Cauce Natural	120.51	25 años	242	241.91	0.09	0.4	0		4.39	0.02	3.52
Cauce Revest.	120.51	25 años	242.18	240.97	1.21	0.24	0.05		4.41		1
Cauce Natural	120.51	50 años	242.05	241.96	0.09	0.41	0		4.75	0.03	3.52
Cauce Revest.	120.51	50 años	242.27	241.03	1.24	0.24	0.05		4.77		1

…. Continuación de la Tabla N°17

Plan	River Sta	Profile	E.G.Elev	W.S.Elev	Vel Head	Frctn Loss	C&E Loss	Q Left	Q Channel	Q Right	Top Width
			(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m3/s)	(m3/s)	(m3/s)	(m)
Cauce Natural	100.44	10 años	241.54	241.47	0.07	0.38	0.01		3.94		4.05
Cauce Revest.	100.44	10 años	241.55	240.54	1.01	0.44	0.04		3.94		1
Cauce Natural	100.44	25 años	241.6	241.52	0.08	0.4	0.01		4.41		4.05
Cauce Revest.	100.44	25 años	241.69	240.63	1.06	0.45	0.05		4.41		1
Cauce Natural	100.44	50 años	241.64	241.55	0.09	0.41	0.01		4.77		4.05
Cauce Revest.	100.44	50 años	241.78	240.69	1.09	0.45	0.05		4.77		1
Cauce Natural	80.11	10 años	241.64	241.55	0.09	0.41	0.01		4.77		4.05
Cauce Revest.	80.11	10 años	241.14	240.13	1.01	0.42	0		3.94		1
Cauce Natural	80.11	25 años	241.19	241.14	0.05	0.38	0.01		4.41		8.22
Cauce Revest.	80.11	25 años	241.28	240.22	1.06	0.42	0		4.41		1
Cauce Natural	80.11	50 años	241.22	241.17	0.05	0.38	0.01		4.77		8.22
Cauce Revest.	80.11	50 años	241.37	240.28	1.09	0.42	0		4.77		1
Cauce Natural	70.116	10 años	240.78	240.67	0.11	0.31	0.02		3.94		12.81
Cauce Revest.	70.116	10 años	240.94	239.94	1.01	0.2	0		3.94		1
Cauce Natural	70.116	25 años	240.81	240.69	0.12	0.31	0.02	0	4.41		12.94
Cauce Revest.	70.116	25 años	241.08	240.02	1.06	0.2	0		4.41		1
Cauce Natural	70.116	50 años	240.83	240.7	0.12	0.32	0.02	0	4.77		13.03
Cauce Revest.	70.116	50 años	241.17	240.08	1.09	0.2	0		4.77		1
Cauce Natural	11.89	10 años	238.73	237.27	1.46	0.2	0.05		3.94		2.01
Cauce Revest.	11.89	10 años	238.91	237.25	1.66	0.27	0.04		3.94		1.97
Cauce Natural	11.89	25 años	238.83	237.31	1.52	0.2	0.05		4.41		2.07
Cauce Revest.	11.89	25 años	239.04	237.28	1.75	0.27	0.04		4.41		2.03
Cauce Natural	11.89	50 años	238.89	237.34	1.56	0.19	0.05		4.77		2.12
Cauce Revest.	11.89	50 años	239.13	237.31	1.82	0.27	0.04		4.77		2.06

CONCLUSIONES

Todo el trabajo realizado en esta monografía, nos permite obtener las siguientes conclusiones:

1. El rápido crecimiento de asentamientos informales en las cercanías del cauce aumenta el impacto de las actividades humanas en los procesos de deforestación y contaminación.

2. Los procesos de deforestación en la cuenca y de contaminación en la zona habitada del cauce son factores que pueden ser causa de posibles inundaciones. Existe un uso y manejo inadecuado del suelo, sedimentos y basuras acumulados que pueden agravar el problema.

3. En la mayor parte, las secciones transversales modificadas, tienen capacidad para conducir el caudal de 4.774 m^3/s con período de retorno de 50 años.

4. Las alturas que alcanza la superficie del agua en el escenario 2 (modificado), son menores que en el escenario 1 (condición natural).

5. A pesar de las modificaciones realizadas, en aproximadamente 750.107 metros de longitud, las alturas del agua obtenida mediante las secciones transversales no son muy elevadas, ya que tienen capacidad para transportar cualquiera de las crecidas analizadas en el presente estudio, excepto en 2 secciones (270.68 y 250.61); debido a que estas no tienen capacidad para transportar ninguna de las crecidas evaluadas.

RECOMENDACIONES

- Sobre la base de este estudio elaborar los mapas de amenaza y riesgo a inundaciones en los alrededores del cauce en estudio.

- Realizar una apropiada planificación urbana para evitar asentamientos o edificaciones en áreas con un potencial alto de inundación en las cercanías de cauces.

- Iniciar programas de reforestación para detener el proceso de erosión en la cuenca sur de la ciudad, y de esta manera reducir paulatinamente los incrementos de escorrentías que provocan inundaciones en la capital.

- Implementar programas de mantenimiento del cauce que incluyan, entre otras cosas, limpiezas periódicas del caudal y sus orillas.

- Incorporar de una manera activa a la comunidad en la solución y mitigación del problema de la basura en el control de inundaciones.

- Revestir las calles aledañas al cauce, para evitar la inundación con sedimentos en el fondo del canal.

- Proveer y mejorar los servicios básicos tales como alcantarillado, sistemas de aguas lluvias y aguas negras, manejo de desechos sólidos y basura, para evitar el problema de la inundación.

- Analizar las posibles obras de control y mitigación de inundaciones en las secciones más críticas donde el agua alcanza su nivel más alto y la sección del canal propuesto no cumple con su capacidad de transportar el caudal para los diferentes períodos de retorno.

- Proponer cambio de la forma y tamaño de la sección transversal (trapezoidal) del canal del cauce revestido para evitar grandes volúmenes en el movimiento de tierra en la construcción del canal y así aprovechar la condición natural del lecho del cauce.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1) Sujey Flores Escoto, Carlos Ramón Collado. Mayo 2007. Monografía-Estudio Hidrológico orientado a amenaza por inundación en la cuenca del rio grande de Carazo.UNI – RUPAP.

2) Ena Gámez Balmaceda, Nacira Alvarado. Nov 2004. Monografía-Evaluación Hidráulica y daños causados por los fenómenos naturales del cauce de revestimiento Motastepe. Ciudad Sandino. UNI – RUPAP.

3) David Garay Mendoza, Ramiro Palacios Roa. Mayo 2007. Monografía-Estudio Hidrológico e Hidráulico para la evaluación de las obras de drenaje principales existentes en el plantel Holcim de Nicaragua. UNI – RUPAP.

4) Dr. Ing. Néstor Lanza Mejía. Abril 2006. Hidrotecnia Vial. Curso de Especialización. Análisis Hidrológico.UNI – RUPAP.

5) Roberto Corrales Aragón, Francisco Guido Flores. Enero 1997. Monografía-Estudio de Curvas de intensidad-duración-frecuencia de precipitación para las estaciones de León y Masaya. UNI – RUPAP.

6) Chow Ven Te. Marzo 2004. Hidráulica de Canales Abiertos. Colombia: McGraw-Hill.

7) Ing. Ricardo Javier Fajardo González. Guatemala. Junio 2006. Tesis-Evaluación Hidráulica mediante el uso de modelos del tramo final del rio Villalobos.

8) Germán Monsalve Sáenz. Escuela Colombiana de Ingeniería. Hidrología en la Ingeniería. Editorial Alfaomega. 2 edición.

9) Universidad de Salamanca. Julio 07. Manual Introductorio a HEC-RAS. Versión 4.0.

10) Ciclo Hidrológico.
(http:www.ciclohidrologico.com)
(http:www.geolatina.net/cuencasnicaragua/)

11) Zona en estudio (Managua-Distrito III)
(http:www.manfut.org/managua/barrios/Distrito3.html)
(http:www.managua.gob.ni/modulos/documentos/caracterización.pdf)
(http:www.inide.gob.ni/atlas/caracteristicasdep/Managua.htm)

ANEXO B: CALCULOS Y RESULTADOS

TABLA N° 5. INTENSIDADES DE PRECIPITACIÓN MAXIMAS ANUALES

INTENSIDADES DE PRECIPITACIÓN MAXIMAS ANUALES ESTACION METEOROLÓGICA : AEROPUERTO DE MANAGUA PERIODO: 1971-2010						
AÑOS	DURACIÓN DE INTENSIDADES EN MINUTOS					
	5'	10'	15'	30'	60'	120'
1971	199.2	112.8	106.4	69.4	41.7	30.2
1972	212.4	123.6	86.8	58.8	29.5	18.1
1973	200.4	137.4	121.2	89.2	77.7	44.7
1974	198.0	115.2	84.0	59.0	44.4	30.9
1975	126.0	125.4	118.4	100.0	90.0	65.6
1976	123.6	118.2	113.6	72.4	41.6	22.8
1977	187.2	142.2	118.4	79.2	52.1	29.2
1978	126	125.6	90.8	77.0	49.0	30.2
1979	121.2	111.6	92.8	57.8	42.4	26.8
1980	180.0	178.2	158.4	99.0	63.8	37.3
1981	153.6	109.2	104.8	59.6	36.7	23.0
1982	155.6	122.4	95.6	68.0	57.7	33.6
1983	133.2	102.0	80.8	55.8	35.4	18.1
1984	151.2	150.0	123.2	112.8	63.2	32.7
1985	150.0	134.4	109.6	106.4	77.3	67.9
1986	158.4	103.8	88.0	54.4	28.5	8.9
1987	200.4	151.8	119.2	84.4	47.1	17.4
1988	212.4	168.8	134.4	93.2	64.2	21.2
1989	150.1	120.7	98.0	36.4	25.2	14.8
1990	106.2	86.4	72.4	62.5	36.9	14.8
1991	238.8	204.0	159.6	82.2	33.8	23.0
1992	123.6	111.0	98.0	69.0	39.3	21.5
1993	150.0	111.0	87.2	66.0	49.3	29.1
1994	122.4	108.6	90.0	60.6	54.3	32.8
1995	115.2	114.0	113.0	76.0	76.0	45.8
1996	124.8	121.8	120.0	69.6	43.5	23.3
1997	120.0	120.0	80.0	64.0	33.4	14.9
1998	230.4	141.6	110.4	76.6	43.1	24.5
1999	126	109.8	84.0	62.4	32.6	22.7
2000	124.8	116.4	125.2	89.2	51.2	19.8
2001	230.4	164.0	119.2	76.8	46.0	30.6
2002	126.0	120.0	114.0	90.0	66.5	62.7
2003	165.6	130.8	120.8	110.0	95.1	58.9
2004	132.0	104.4	82.0	64.0	36.4	17.3
2005	132.0	120.0	108.0	88.0	77.0	42.7
2006	110.4	108.0	74.8	53.4	41.8	11.0
2007	142.8	118.8	94.4	62.8	47.0	27.1
2008	177.6	172.8	153.6	101.6	69.8	39.5
2009	178.8	154.2	114.0	84.8	22.9	12.3
2010	151.2	124.8	120.8	85.4	55.8	29.3

TABLA N° 6. VALORES MÁXIMOS ANUALES DE PRECIPITACIÓN ORDENADOS EN FORMA ASCENDENTE

VALORES MAXIMOS ANUALES DE PRECIPITACIÓN ORDENADOS EN FORMA ASCENDENTE						
ESTACION METEOROLÓGICA : AEROPUERTO DE MANAGUA PERIODO: 1971-2010						
m	DURACIÓN DE INTENSIDADES EN MINUTOS					
	5'	10'	15'	30'	60'	120'
1	106.2	86.4	72.4	36.4	22.9	8.9
2	110.4	102.0	74.8	53.4	25.2	11.0
3	115.2	103.8	80.0	54.4	28.5	12.3
4	120.0	104.4	80.8	55.8	29.5	14.8
5	121.2	108.0	82.0	57.8	32.6	14.8
6	122.4	108.6	84.0	58.8	33.4	14.9
7	123.6	109.2	84.0	59.0	33.8	17.3
8	123.6	109.8	86.8	59.6	35.4	17.4
9	124.8	111.0	87.2	60.6	36.4	18.1
10	124.8	111.0	88.0	62.4	36.7	18.1
11	126.0	111.6	90.0	62.5	36.9	19.8
12	126.0	112.8	90.8	62.8	39.3	21.2
13	126.0	114.0	92.8	64.0	41.6	21.5
14	126.0	115.2	94.4	64.0	41.7	22.7
15	132.0	116.4	95.6	66.0	41.8	22.8
16	132.0	118.2	98.0	68.0	42.4	23.0
17	133.2	118.8	98.0	69.0	43.1	23.0
18	142.8	120.0	104.8	69.4	43.5	23.3
19	150.0	120.0	106.4	69.6	44.4	24.5
20	150.0	120.0	108.0	72.4	46.0	26.8
21	150.1	120.7	109.6	76.0	47.0	27.1
22	151.2	121.8	110.4	76.6	47.1	29.1
23	151.2	122.4	113.0	76.8	49.0	29.2
24	153.6	123.6	113.6	77.0	49.3	29.3
25	155.6	124.8	114.0	79.2	51.2	30.2
26	158.4	125.4	114.0	82.2	52.1	30.2
27	165.6	125.6	118.4	84.4	54.3	30.6
28	177.6	130.8	118.4	84.8	55.8	30.9
29	178.8	134.4	119.2	85.4	57.7	32.7
30	180.0	137.4	119.2	88.0	63.2	32.8
31	187.2	141.6	120.0	89.2	63.8	33.6
32	198.0	142.2	120.8	89.2	64.2	37.3
33	199.2	150.0	120.8	90.0	66.5	39.5
34	200.4	151.8	121.2	93.2	69.8	42.7
35	200.4	154.2	123.2	99.0	76.0	44.7
36	212.4	164.0	125.2	100.0	77.0	45.8
37	212.4	168.8	134.4	101.6	77.3	58.9
38	230.4	172.8	153.6	106.4	77.7	62.7
39	230.4	178.2	158.4	110.0	90.0	65.6
40	238.8	204.0	159.6	112.8	95.1	67.9
Suma	6267.9	5115.7	4285.8	3027.7	2019.2	1177.0
Xmedia	156.698	127.893	107.145	75.693	50.480	29.425
Desv.Stand	37.206	24.096	21.562	17.525	17.719	14.641
n=	40	40	40	40	40	40

TABLA N° 7. VALORES DE X, DESVIACIÓN ESTANDAR, ALFA Y BETA.

PARAMETROS	DURACIÓN DE INTENSIDADES EN MINUTOS					
	5'	10'	15'	30'	60'	120'
X media	156.698	127.893	107.145	75.693	50.480	29.425
Desv. Standard	37.206	24.096	21.562	17.525	17.719	14.641
Alfa	0.03	0.05	0.06	0.07	0.07	0.09
Beta	139.93	117.04	97.43	67.80	42.50	22.83

TABLA N° 8. DESVIACIÓN MÁXIMA A PARTIR DE LA DISTRIBUCIÓN TEÓRICA Y EMPIRICA PARA DISTINTAS DURACIONES

INTENSIDADES DE PRECIPITACIÓN MAXIMAS ANUALES					
ESTACION METEOROLÓGICA: AEROPUERTO DE MANAGUA					
PERIODO: 1971-2010					
m	INTENSIDADES DE 5 MINUTOS				
	Intensidad (mm/h)	Distribución Empírica P(x)	Distribución Teórica F(x)	Desviación	Desviación Absoluta
1	106.2	0.024390	0.04098787	0.016598	0.016598
2	110.4	0.048780	0.06301482	0.014234	0.014234
3	115.2	0.073171	0.09601153	0.022841	0.022841
4	120.0	0.097561	0.13719740	0.039636	0.039636
5	121.2	0.121951	0.14868288	0.026732	0.026732
6	122.4	0.146341	0.16060643	0.014265	0.014265
7	123.6	0.170732	0.17294536	0.002214	0.002214
8	123.6	0.195122	0.17294536	-0.022177	0.022177
9	124.8	0.219512	0.18567517	-0.033837	0.033837
10	124.8	0.243902	0.18567517	-0.058227	0.058227
11	126.0	0.268293	0.19876976	-0.069523	0.069523
12	126.0	0.292683	0.19876976	-0.093913	0.093913
13	126.0	0.317073	0.19876976	-0.118303	0.118303
14	126.0	0.341463	0.19876976	-0.142694	0.142694
15	132.0	0.365854	0.26872319	-0.097130	0.097130
16	132.0	0.390244	0.26872319	-0.121521	0.121521
17	133.2	0.414634	0.28340237	-0.131232	0.131232
18	142.8	0.439024	0.40413588	-0.034889	0.034889
19	150.0	0.463415	0.49308031	0.029666	0.029666
20	150.0	0.487805	0.49308031	0.005275	0.005275
21	150.1	0.512195	0.49428010	-0.017915	0.017915
22	151.2	0.536585	0.50739540	-0.029190	0.029190
23	151.2	0.560976	0.50739540	-0.053580	0.053580
24	153.6	0.585366	0.53544576	-0.049920	0.049920
25	155.6	0.609756	0.55817121	-0.051585	0.051585
26	158.4	0.634146	0.58889817	-0.045248	0.045248
27	165.6	0.658537	0.66149998	0.002963	0.002963
28	177.6	0.682927	0.76079957	0.077873	0.077873
29	178.8	0.707317	0.76926457	0.061948	0.061948
30	180.0	0.731707	0.77747549	0.045768	0.045768
31	187.2	0.756098	0.82165097	0.065553	0.065553
32	198.0	0.780488	0.87333358	0.092846	0.092846
33	199.2	0.804878	0.87813409	0.073256	0.073256
34	200.4	0.829268	0.88276510	0.053497	0.053497
35	200.4	0.853659	0.88276510	0.029107	0.029107
36	212.4	0.878049	0.92081733	0.042769	0.042769
37	212.4	0.902439	0.92081733	0.018378	0.018378
38	230.4	0.926829	0.95658219	0.029753	0.029753
39	230.4	0.951220	0.95658219	0.005363	0.005363
40	238.8	0.975610	0.96730585	-0.008304	0.008304
Xmedia	156.698		Desviación	Máxima	0.142694
Desv.Stand	37.206				
n	40				

TABLA N° 8.....CONTINUACIÓN

INTENSIDADES DE PRECIPITACIÓN MAXIMAS ANUALES					
ESTACION METEOROLÓGICA: AEROPUERTO DE MANAGUA					
PERIODO: 1971-2010					
m	INTENSIDADES DE 10 MINUTOS				
	Intensidad (mm/h)	Distribución Empírica	Distribución Teórica F(x)	Desviación	Desviación Absoluta
1	86.4	0.024390	0.00611523	-0.018275	0.018275
2	102.0	0.048780	0.10817391	0.059393	0.059393
3	103.8	0.073171	0.13251498	0.059344	0.059344
4	104.4	0.097561	0.14119543	0.043634	0.043634
5	108.0	0.121951	0.19856793	0.076617	0.076617
6	108.6	0.146341	0.20890584	0.062564	0.062564
7	109.2	0.170732	0.21943207	0.048700	0.048700
8	109.8	0.195122	0.23013324	0.035011	0.035011
9	111.0	0.219512	0.25200586	0.032494	0.032494
10	111.0	0.243902	0.25200586	0.008103	0.008103
11	111.6	0.268293	0.26314964	-0.005143	0.005143
12	112.8	0.292683	0.28578256	-0.006900	0.006900
13	114.0	0.317073	0.30878350	-0.008290	0.008290
14	115.2	0.341463	0.33204332	-0.009420	0.009420
15	116.4	0.365854	0.35545622	-0.010397	0.010397
16	118.2	0.390244	0.39064272	0.000399	0.000399
17	118.8	0.414634	0.40234205	-0.012292	0.012292
18	120.0	0.439024	0.42563019	-0.013394	0.013394
19	120.0	0.463415	0.42563019	-0.037784	0.037784
20	120.0	0.487805	0.42563019	-0.062175	0.062175
21	120.7	0.512195	0.43912056	-0.073075	0.073075
22	121.8	0.536585	0.46013532	-0.076450	0.076450
23	122.4	0.560976	0.47148617	-0.089489	0.089489
24	123.6	0.585366	0.49391180	-0.091454	0.091454
25	124.8	0.609756	0.51592032	-0.093836	0.093836
26	125.4	0.634146	0.52675156	-0.107395	0.107395
27	125.6	0.658537	0.53033485	-0.128202	0.128202
28	130.8	0.682927	0.61812732	-0.064800	0.064800
29	134.4	0.707317	0.67215436	-0.035163	0.035163
30	137.4	0.731707	0.71269443	-0.019013	0.019013
31	141.6	0.756098	0.76267404	0.006576	0.006576
32	142.2	0.780488	0.76918857	-0.011299	0.011299
33	150.0	0.804878	0.84084853	0.035970	0.035970
34	151.8	0.829268	0.85425543	0.024987	0.024987
35	154.2	0.853659	0.87052760	0.016869	0.016869
36	164.0	0.878049	0.92094766	0.042899	0.042899
37	168.8	0.902439	0.93818836	0.035749	0.035749
38	172.8	0.926829	0.94972566	0.022896	0.022896
39	178.2	0.951220	0.96202964	0.010810	0.010810
40	204.0	0.975610	0.99022720	0.014617	0.014617
Xmedia	127.893		Desviación	Máxima	0.128202
Desv.Stand	23.793				
n	40				

TABLA N° 8…..CONTINUACIÓN

INTENSIDADES DE PRECIPITACIÓN MAXIMAS ANUALES					
ESTACION METEOROLÓGICA: AEROPUERTO DE MANAGUA					
PERIODO: 1971-2010					
m	INTENSIDADES DE 15 MINUTOS				
	Intensidad (mm/h)	Distribución Empírica	Distribución Teórica F(x)	Desviación	Desviación Absoluta
1	72.4	0.024390	0.01198937	-0.012401	0.012401
2	74.8	0.048780	0.02158223	-0.027198	0.027198
3	80.0	0.073171	0.05981950	-0.013351	0.013351
4	80.8	0.097561	0.06817375	-0.029387	0.029387
5	82.0	0.121951	0.08201177	-0.039939	0.039939
6	84.0	0.146341	0.10853188	-0.037810	0.037810
7	84.0	0.170732	0.10853188	-0.062200	0.062200
8	86.8	0.195122	0.15253057	-0.042591	0.042591
9	87.2	0.219512	0.15941708	-0.060095	0.060095
10	88.0	0.243902	0.17360020	-0.070302	0.070302
11	90.0	0.268293	0.21122500	-0.057068	0.057068
12	90.8	0.292683	0.22703255	-0.065650	0.065650
13	92.8	0.317073	0.26805702	-0.049016	0.049016
14	94.4	0.341463	0.30204695	-0.039416	0.039416
15	95.6	0.365854	0.32798245	-0.037871	0.037871
16	98.0	0.390244	0.38035314	-0.009891	0.009891
17	98.0	0.414634	0.38035314	-0.034281	0.034281
18	104.8	0.439024	0.52445847	0.085434	0.085434
19	106.4	0.463415	0.55606705	0.092652	0.092652
20	108.0	0.487805	0.58646020	0.098655	0.098655
21	109.6	0.512195	0.61553710	0.103342	0.103342
22	110.4	0.536585	0.62955876	0.092973	0.092973
23	113.0	0.560976	0.67266637	0.111691	0.111691
24	113.6	0.585366	0.68207143	0.096706	0.096706
25	114.0	0.609756	0.68822775	0.078472	0.078472
26	114.0	0.634146	0.68822775	0.054081	0.054081
27	118.4	0.658537	0.74999561	0.091459	0.091459
28	118.4	0.682927	0.74999561	0.067069	0.067069
29	119.2	0.707317	0.76007777	0.052761	0.052761
30	119.2	0.731707	0.76007777	0.028370	0.028370
31	120.0	0.756098	0.76981817	0.013721	0.013721
32	120.8	0.780488	0.77922270	-0.001265	0.001265
33	120.8	0.804878	0.77922270	-0.025655	0.025655
34	121.2	0.829268	0.78380098	-0.045467	0.045467
35	123.2	0.853659	0.80548637	-0.048172	0.048172
36	125.2	0.878049	0.82524467	-0.052804	0.052804
37	134.4	0.902439	0.89476130	-0.007678	0.007678
38	153.6	0.926829	0.96508472	0.038255	0.038255
39	158.4	0.951220	0.97363223	0.022413	0.022413
40	159.6	0.975610	0.97542412	-0.000186	0.000186
Xmedia	107.145		Desviación	Máxima	0.111691
Desv. Stand	21.291				
n	40				

TABLA N° 8.....CONTINUACIÓN

INTENSIDADES DE PRECIPITACIÓN MAXIMAS ANUALES					
ESTACION METEOROLÓGICA: AEROPUERTO DE MANAGUA					
PERIODO: 1971-2010					
m	INTENSIDADES DE 30 MINUTOS				
	Intensidad	Distribución	Distribución	Desviación	Desviación
	(mm/h)	Empírica	Teórica F(x)		Absoluta
1	36.4	0.024390	0.00004900	-0.024341	0.024341
2	53.4	0.048780	0.05702677	0.008246	0.008246
3	54.4	0.073171	0.06978472	-0.003386	0.003386
4	55.8	0.097561	0.09041279	-0.007148	0.007148
5	57.8	0.121951	0.12536907	0.003418	0.003418
6	58.8	0.146341	0.14512999	-0.001211	0.001211
7	59.0	0.170732	0.14925277	-0.021479	0.021479
8	59.6	0.195122	0.16194554	-0.033176	0.033176
9	60.6	0.219512	0.18411917	-0.035393	0.035393
10	62.4	0.243902	0.22682998	-0.017072	0.017072
11	62.5	0.268293	0.22929407	-0.038999	0.038999
12	62.8	0.292683	0.23673687	-0.055946	0.055946
13	64.0	0.317073	0.26718599	-0.049887	0.049887
14	64.0	0.341463	0.26718599	-0.074277	0.074277
15	66.0	0.365854	0.31972110	-0.046133	0.046133
16	68.0	0.390244	0.37335855	-0.016885	0.016885
17	69.0	0.414634	0.40020830	-0.014426	0.014426
18	69.4	0.439024	0.41090950	-0.028115	0.028115
19	69.6	0.463415	0.41624766	-0.047167	0.047167
20	72.4	0.487805	0.48955656	0.001752	0.001752
21	76.0	0.512195	0.57752772	0.065333	0.065333
22	76.6	0.536585	0.59129421	0.054709	0.054709
23	76.8	0.560976	0.59582043	0.034845	0.034845
24	77.0	0.585366	0.60031485	0.014949	0.014949
25	79.2	0.609756	0.64758992	0.037834	0.037834
26	82.2	0.634146	0.70543453	0.071288	0.071288
27	84.4	0.658537	0.74296426	0.084428	0.084428
28	84.8	0.682927	0.74935218	0.066425	0.066425
29	85.4	0.707317	0.75868786	0.051371	0.051371
30	88.0	0.731707	0.79583297	0.064126	0.064126
31	89.2	0.756098	0.81124248	0.055145	0.055145
32	89.2	0.780488	0.81124248	0.030755	0.030755
33	90.0	0.804878	0.82093899	0.016061	0.016061
34	93.2	0.829268	0.85542615	0.026158	0.026158
35	99.0	0.853659	0.90285207	0.049194	0.049194
36	100.0	0.878049	0.90937936	0.031331	0.031331
37	101.6	0.902439	0.91896404	0.016525	0.016525
38	106.4	0.926829	0.94223472	0.015405	0.015405
39	110.0	0.951220	0.95529583	0.004076	0.004076
40	112.8	0.975610	0.96341632	-0.012193	0.012193
Xmedia	75.693		Desviación	Máxima	0.084428
Desv.Stand	17.305				
n	40				

TABLA N° 8…..CONTINUACIÓN

INTENSIDADES DE PRECIPITACIÓN MAXIMAS ANUALES					
ESTACION METEOROLÓGICA: AEROPUERTO DE MANAGUA					
PERIODO: 1971-2010					
m	INTENSIDADES DE 60 MINUTOS				
	Intensidad	Distribución	Distribución	Desviación	Desviación
	(mm/h)	Empírica	Teórica F(x)		Absoluta
1	22.9	0.024390	0.01618891	-0.008201	0.008201
2	25.2	0.048780	0.03044723	-0.018333	0.018333
3	28.5	0.073171	0.06388732	-0.009283	0.009283
4	29.5	0.097561	0.07739798	-0.020163	0.020163
5	32.6	0.121951	0.12937406	0.007423	0.007423
6	33.4	0.146341	0.14513007	-0.001211	0.001211
7	33.8	0.170732	0.15333830	-0.017393	0.017393
8	35.4	0.195122	0.18819346	-0.006928	0.006928
9	36.4	0.219512	0.21144449	-0.008068	0.008068
10	36.7	0.243902	0.21861217	-0.025290	0.025290
11	36.9	0.268293	0.22343609	-0.044857	0.044857
12	39.3	0.292683	0.28367873	-0.009004	0.009004
13	41.6	0.317073	0.34407122	0.026998	0.026998
14	41.7	0.341463	0.34672573	0.005262	0.005262
15	41.8	0.365854	0.34938139	-0.016472	0.016472
16	42.4	0.390244	0.36533108	-0.024913	0.024913
17	43.1	0.414634	0.38394316	-0.030691	0.030691
18	43.5	0.439024	0.39456357	-0.044461	0.044461
19	44.4	0.463415	0.41836877	-0.045046	0.045046
20	46.0	0.487805	0.46014795	-0.027657	0.027657
21	47.0	0.512195	0.48574497	-0.026450	0.026450
22	47.1	0.536585	0.48827811	-0.048307	0.048307
23	49.0	0.560976	0.53533434	-0.025641	0.025641
24	49.3	0.585366	0.54255963	-0.042806	0.042806
25	51.2	0.609756	0.58685348	-0.022903	0.022903
26	52.1	0.634146	0.60689137	-0.027255	0.027255
27	54.3	0.658537	0.65313599	-0.005401	0.005401
28	55.8	0.682927	0.68236332	-0.000564	0.000564
29	57.7	0.707317	0.71666938	0.009352	0.009352
30	63.2	0.731707	0.79944138	0.067734	0.067734
31	63.8	0.756098	0.80707392	0.050976	0.050976
32	64.2	0.780488	0.81201987	0.031532	0.031532
33	66.5	0.804878	0.83833994	0.033462	0.033462
34	69.8	0.829268	0.87031050	0.041042	0.041042
35	76.0	0.853659	0.91509560	0.061437	0.061437
36	77.0	0.878049	0.92077590	0.042727	0.042727
37	77.3	0.902439	0.92240792	0.019969	0.019969
38	77.7	0.926829	0.92453394	-0.002295	0.002295
39	90.0	0.951220	0.96826732	0.017048	0.017048
40	95.1	0.975610	0.97794387	0.002334	0.002334
Xmedia	50.480		Desviación	Máxima	0.067734
Desv. Stand	17.496				
n	40				

TABLA N° 8…..CONTINUACIÓN

INTENSIDADES DE PRECIPITACIÓN MAXIMAS ANUALES					
ESTACION METEOROLÓGICA: AEROPUERTO DE MANAGUA					
PERIODO: 1971-2010					
m	INTENSIDADES DE 120 MINUTOS				
	Intensidad (mm/h)	Distribución Empírica	Distribución Teórica F(x)	Desviación	Desviación Absoluta
1	8.9	0.024390	0.03396461	0.009574	0.009574
2	11.0	0.048780	0.05992217	0.011142	0.011142
3	12.3	0.073171	0.08109826	0.007928	0.007928
4	14.8	0.097561	0.13284740	0.035286	0.035286
5	14.8	0.121951	0.13284740	0.010896	0.010896
6	14.9	0.146341	0.13520406	-0.011137	0.011137
7	17.3	0.170732	0.19750763	0.026776	0.026776
8	17.4	0.195122	0.20031811	0.005196	0.005196
9	18.1	0.219512	0.22039595	0.000884	0.000884
10	18.1	0.243902	0.22039595	-0.023506	0.023506
11	19.8	0.268293	0.27162972	0.003337	0.003337
12	21.2	0.292683	0.31566917	0.022986	0.022986
13	21.5	0.317073	0.32524110	0.008168	0.008168
14	22.7	0.341463	0.36376711	0.022304	0.022304
15	22.8	0.365854	0.36698575	0.001132	0.001132
16	23.0	0.390244	0.37342299	-0.016821	0.016821
17	23.0	0.414634	0.37342299	-0.041211	0.041211
18	23.3	0.439024	0.38307510	-0.055949	0.055949
19	24.5	0.463415	0.42151943	-0.041895	0.041895
20	26.8	0.487805	0.49340795	0.005603	0.005603
21	27.1	0.512195	0.50252094	-0.009674	0.009674
22	29.1	0.536585	0.56121435	0.024629	0.024629
23	29.2	0.560976	0.56404554	0.003070	0.003070
24	29.3	0.585366	0.56686615	-0.018500	0.018500
25	30.2	0.609756	0.59176324	-0.017993	0.017993
26	30.2	0.634146	0.59176324	-0.042383	0.042383
27	30.6	0.658537	0.60253785	-0.055999	0.055999
28	30.9	0.682927	0.61049796	-0.072429	0.072429
29	32.7	0.707317	0.65601388	-0.051303	0.051303
30	32.8	0.731707	0.65842747	-0.073280	0.073280
31	33.6	0.756098	0.67729383	-0.078804	0.078804
32	37.3	0.780488	0.75435574	-0.026132	0.026132
33	39.5	0.804878	0.79252318	-0.012355	0.012355
34	42.7	0.829268	0.83882899	0.009561	0.009561
35	44.7	0.853659	0.86283223	0.009174	0.009174
36	45.8	0.878049	0.87459215	-0.003457	0.003457
37	58.9	0.902439	0.95830296	0.055864	0.055864
38	62.7	0.926829	0.96991761	0.043088	0.043088
39	65.6	0.951220	0.97657944	0.025360	0.025360
40	67.9	0.975610	0.98080730	0.005198	0.005198
Xmedia	29.425		Desviación	Máxima	0.078804
Desv.Stand	14.457				
n	40				

TABLA N° 9. COMPARACIÓN ENTRE DESVIACIÓN MÁXIMA Y VALOR CRÍTICO PARA EL AJUSTE ANALÍTICO A LA DISTRIBUCIÓN DE GUMBEL TIPO I

COMPARACIONES ENTRE DESV. MAXIMA Y EL VALOR CRITICO DE KOLMOGOROV(KV) PARA EL AJUSTE ANALITICO A LA DISTRIBUCION DE GUMBELL TIPO I

DURACION MINUTOS	DESV. MAXIMA ($\Delta_{máx}$) F(x) -P(x)	VALOR CRITICO (Δ_0) KOLMOGOROV	SE ACEPTA EL AJUSTE?
5	0.142694	0.21	SI
10	0.128202	0.21	SI
15	0.111691	0.21	SI
30	0.084428	0.21	SI
60	0.067734	0.21	SI
120	0.078804	0.21	SI

*Se acepta el ajuste si $\Delta_{máx} < \Delta_0$, para n =40 y una significancia del 0.05.

*No se acepta el ajuste si ocurre lo contrario si $\Delta_{máx} > \Delta_0$

NOTA: El valor critico se obtiene del ANEXO A.

INTENSIDADES DE LLUVIA PARA DIFERENTES PERIODOS DE RETORNO Y OBTENIDAS A TRAVES DEL AJUSTE ANALITICO

AÑOS	DURACIÓN DE INTENSIDADES EN MINUTOS					
	5	10	15	30	60	120
2	150.6	123.9	103.6	72.8	47.6	27.0
5	183.5	145.2	122.7	88.3	63.2	40.0
10	205.3	159.4	135.3	98.6	73.6	48.5
25	232.8	177.2	151.3	111.6	86.7	59.4
50	253.3	190.4	163.1	121.2	96.5	67.4
100	273.5	203.6	174.9	130.7	106.1	75.4

TABLA N° 10. ECUACIONES PARA EL CÁLCULO ANALÍTICO DE LAS INTENSIDADES

$I=\beta - \{Ln[-Ln(1-1/TR)]\}/\alpha$	DURACIÓN
I_5= 139.93- {Ln[-Ln(1-1/TR)]}/0.03	5
I_{10}= 117.04- {Ln[-Ln(1-1/TR)]}/0.05	10
I_{15}= 97.43- {Ln[-Ln(1-1/TR)]}/0.06	15
I_{30}= 67.80- {Ln[-Ln(1-1/TR)]}/0.07	30
I_{60}= 42.50- {Ln[-Ln(1-1/TR)]}/0.07	60
I_{120}= 22.83- {Ln[-Ln(1-1/TR)]}/0.09	120

TABLA N° 11. INTENSIDADES DE LLUVIA NO AJUSTADAS PARA DIFERENTES PERIODOS DE RETORNO

INTENSIDADES DE LLUVIA NO AJUSTADAS						
ESTACION: AEROPUERTO DE MANAGUA						
TR	DURACIÓN EN MINUTOS					
	5	10	15	30	60	120
2	150.6	123.9	103.6	72.8	47.6	27.0
5	183.5	145.2	122.7	88.3	63.2	40.0
10	205.3	159.4	135.3	98.6	73.6	48.5
25	232.8	177.2	151.3	111.6	86.7	59.4
50	253.3	190.4	163.1	121.2	96.5	67.4
100	273.5	203.6	174.9	130.7	106.1	75.4

FIGURA N°6.GRÁFICO DE CURVAS NO AJUSTADAS

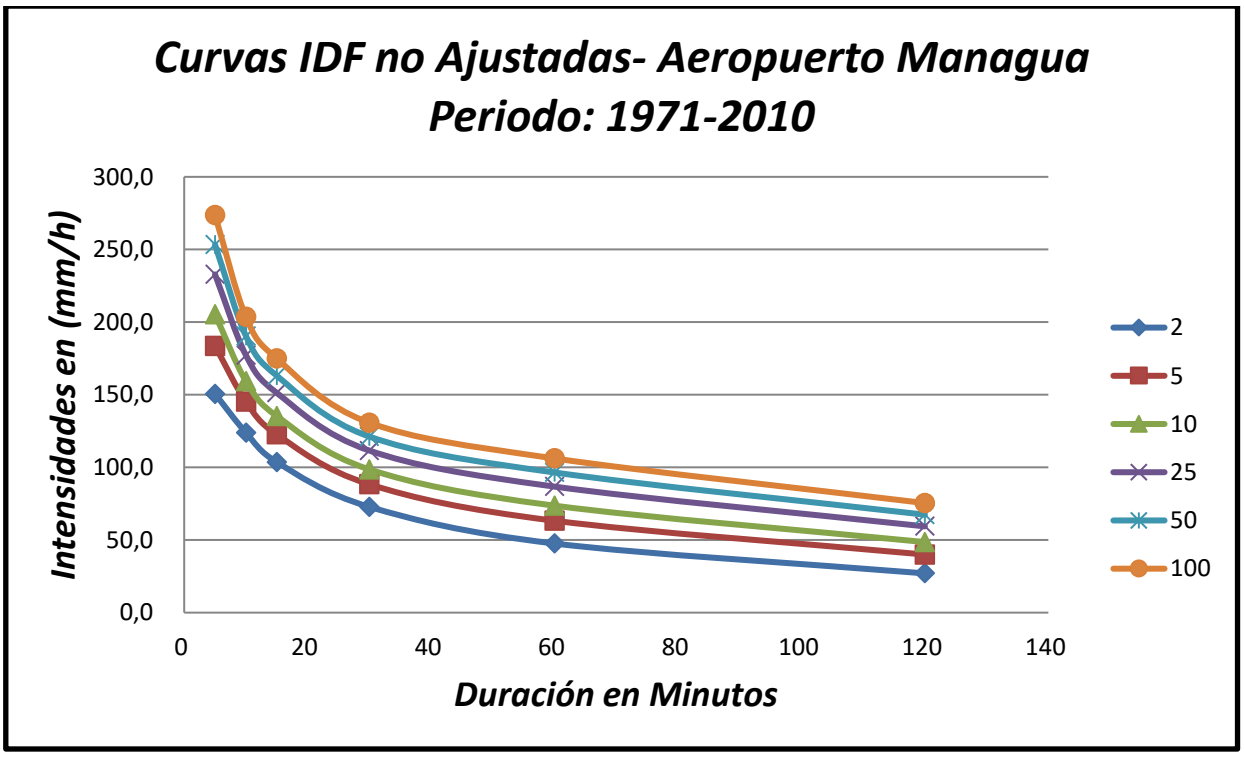


TABLA N° 12. PARÁMETRO DE AJUSTE

TR (años)	r	A	d	b
2	-0.9997	2404.431747	16.0	0.9115
5	-0.9985	1508.36932	13.0	0.7442
10	-0.9980	1037.215898	9.0	0.6316
25	-0.9973	811.6383201	6.0	0.5420
50	-0.9978	647.1833745	3.0	0.4693
100	-0.9981	562.6935139	1.0	0.4168

TABLA N° 13. ECUACIONES DE LA CURVA AJUSTADA

TR (años)	ECUACIÓN: I= a/(x+d)^b
2	I= 2404.431747 / (x+16)^ 0.9115
5	I= 1508.36932 / (x+13)^ 0.7442
10	I= 1037.215898 / (x+9)^ 0.6316
25	I= 811.6383201 / (x+6)^ 0.5420
50	I= 647.1833745 / (x+3)^ 0.4693
100	I= 562.6935139 / (x+1)^ 0.4168

TABLA N° 14. INTENSIDADES DE LLUVIA AJUSTADAS PARA DIFERENTES PERIODOS DE RETORNO

INTENSIDADES DE LLUVIA AJUSTADAS						
ESTACION: AEROPUERTO DE MANAGUA						
TR	DURACIÓN EN MINUTOS					
	5	10	15	30	60	120
2	149.9	123.4	105.1	73.4	46.4	27.3
5	175.5	146.2	126.3	91.8	61.9	39.6
10	195.9	161.5	139.4	102.6	71.5	48.2
25	221.3	180.6	155.9	116.4	83.8	59.0
50	243.9	194.2	166.7	125.4	92.6	67.6
100	266.7	207.1	177.2	134.5	101.4	76.3

FIGURA N°7. GRÁFICO DE CURVAS AJUSTADAS

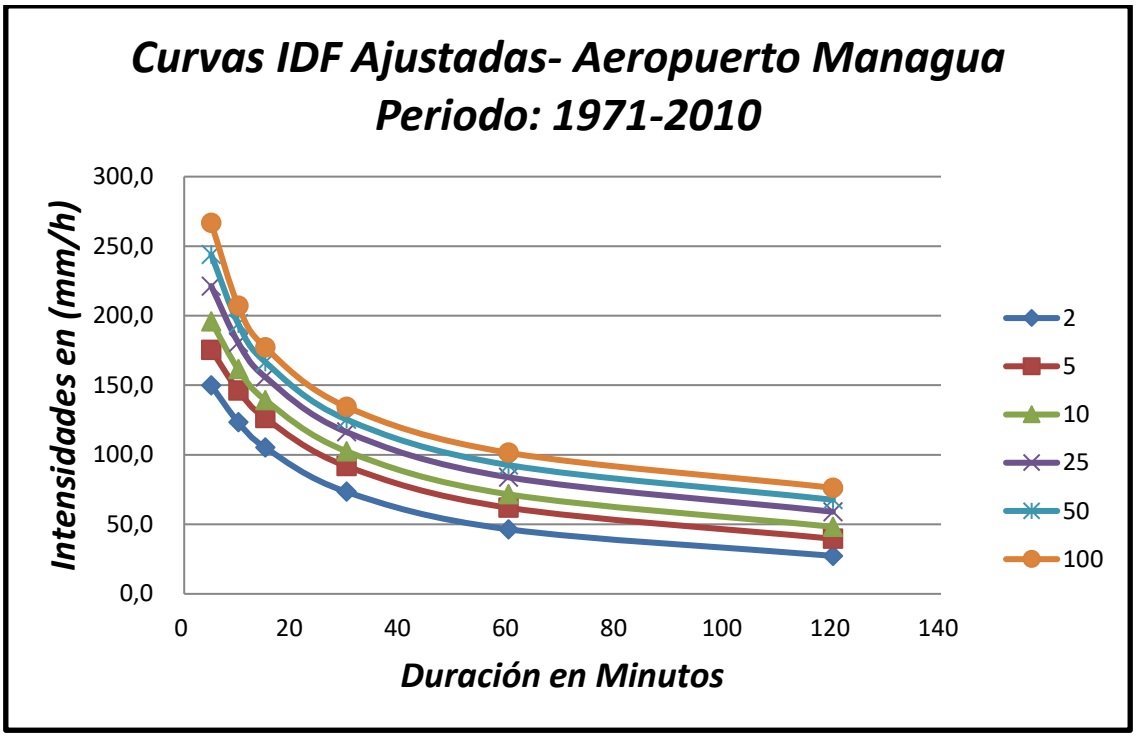


TABLA N° 15. CAUDALES POR EL MÉTODO RACIONAL

Área	Longitud	Hmáx	Hmín	So		Tc	Pr	I	Coeficiente de Escorrentía				Caudal
(Km^2)	(m)	(m)	(m)	m/m	%	min	años	mm/hora	Us	Ts	Pt	C	m^3/s
0.2175787	1200	300	246	0.045	4.5	7.93	10	173.7	0.20	1.25	1.50	0.375	3.937
							25	194.7					4.412
							50	210.6					4.774

ANEXO A: DATOS OBTENIDOS

TABLA N°2. VALORES CRÍTICOS δ_O DEL ESTADÍSTICO KOLMOGOROV-SMIRNOV

N	α			
	0.20	**0.1**	**0.05**	**0.01**
5	0.45	0.51	0.56	0.67
10	0.32	0.37	0.41	0.49
15	0.27	0.30	0.34	0.40
20	0.23	0.26	0.29	0.36
25	0.21	0.24	0.27	0.32
30	0.19	0.22	0.24	0.29
35	0.18	0.20	0.23	0.27
40	0.17	0.19	0.21	0.25
45	0.16	0.18	0.20	0.24
50	0.15	0.17	0.19	0.23
N>50	$\frac{1.07}{\sqrt{n}}$	$\frac{1.22}{\sqrt{n}}$	$\frac{1.36}{\sqrt{n}}$	$\frac{1.63}{\sqrt{n}}$

ANEXO C: FOTOS Y MAPAS

Fotografías del cauce Tangará

Figura N°5. Microlocalización del Sitio

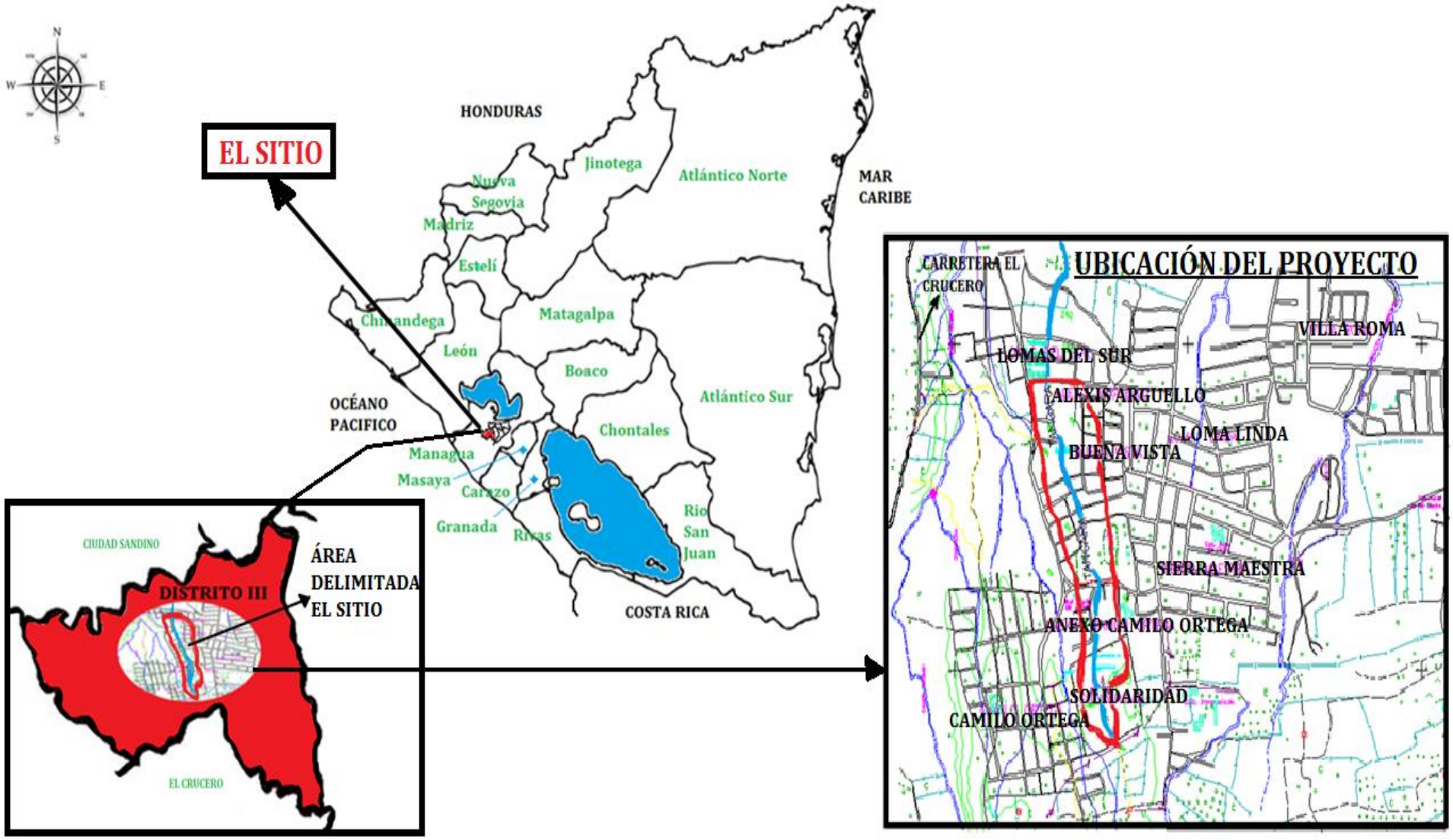
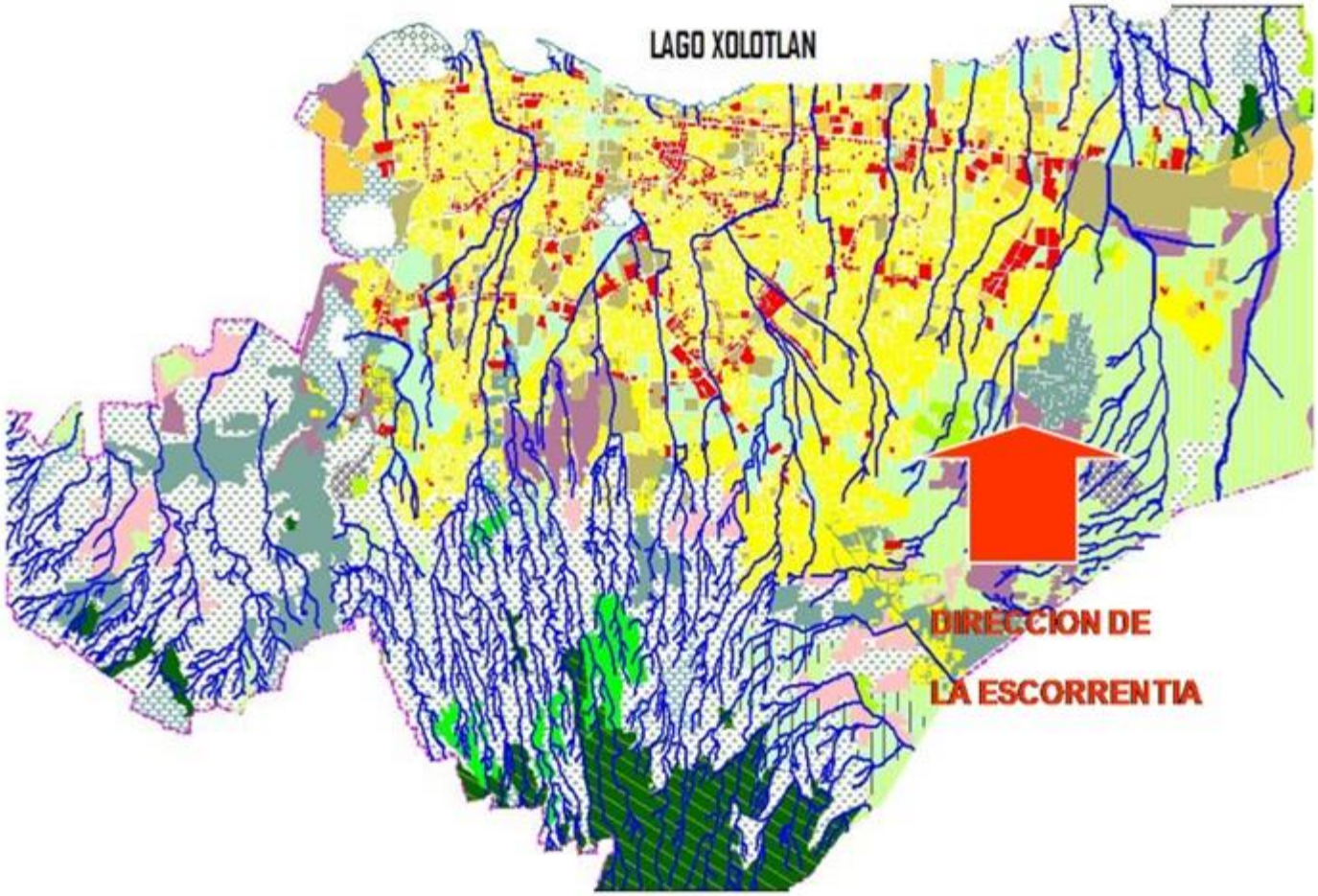


Figura N°1. Cuencas que atraviesan la ciudad de Managua en dirección sur norte



ANEXO D: PLANOS